

Diploma Thesis

Synthetic Rock Mass (SRM) models for stability analyses of rock slopes: Possible applications and limitations using the example of Vals (Tyrol)

submitted in satisfaction of the requirements for the degree of
Diplom-Ingenieur
of the TU Wien, Faculty of Civil Engineering

Diplomarbeit

Synthetic Rock Mass (SRM) Modelle für Stabilitätsanalysen von Felsböschungen: Einsatzmöglichkeiten und Grenzen am Beispiel Vals (Tirol)

ausgeführt zum Zwecke der Erlangung des akademischen Grades eines
Diplom-Ingenieurs
eingereicht an der Technischen Universität Wien, Fakultät für
Bauingenieurwesen

von

Benedikt Moser, BSc

Matr.Nr.: 1116943

unter der Anleitung von

Priv.-Doz. Dipl.-Ing. Dr.techn. **Alexander Preh**

Institut für Geotechnik
Forschungsbereich Ingenieurgeologie
Technische Universität Wien
Karlsplatz 13/220-1, 1040 Wien, Österreich

Wien, im März 2020



Die approbierte gedruckte Originalversion dieser Diplomarbeit ist an der TU Wien Bibliothek verfügbar.
The approved original version of this thesis is available in print at TU Wien Bibliothek.

Danksagung

Herzlicher Dank gilt Herrn Priv. Doz. Dipl. Ing. Dr. techn. Alexander Preh für die Möglichkeit diese Diplomarbeit am Institut für Geotechnik am Forschungsbereich Ingenieurgeologie zu verwirklichen. Er hat mich stets tatkräftig unterstützt und ist mir mit seinen kreativen Ideen und fachkundigen Rat zur Seite gestanden.

Weiterer Dank gilt der Lawinen und Wildbachverbauung Tirol, insbesondere Herrn Ing. Mag. Dr. techn. Thomas Sausgruber, für die konstruktive Zusammenarbeit und die unkomplizierte Kommunikation.

Ein weiteres Dankeschön möchte ich meiner Familie für ihre Geduld und Unterstützung ausrichten.



Die approbierte gedruckte Originalversion dieser Diplomarbeit ist an der TU Wien Bibliothek verfügbar.
The approved original version of this thesis is available in print at TU Wien Bibliothek.

Kurzfassung

Instabile Felsböschungen und die daraus resultierenden Sturzprozesse stellen eine Bedrohung für angrenzende Siedlungsräume und Infrastruktur dar. Die Möglichkeit der Beurteilung des Verschiebungsverhaltens und der Stabilität von Felsböschungen ist für die Einschätzung der von den Felswänden ausgehenden Gefahr und für die Festlegung von Grenzwerten für Warnsysteme von großer Bedeutung.

In Kooperation mit der Wildbach- und Lawinenverbauung Tirol untersucht die vorliegende Diplomarbeit die Einsatzmöglichkeiten und Grenzen von Synthetic Rock Mass (SRM) Modellen zur Beschreibung des Verschiebungsverhaltens und zur Beurteilung der Stabilität von Felsböschungen. Für die Untersuchung wurde die Felswand in Vals (Tirol) herangezogen, bei der sich am 24.12.2017 ein Felssturz mit einem Abbruchvolumen von circa 117.000 m³ ereignete.

Ziel des Projekts war es das in situ vorliegende Trennflächengefüge mittels eines Discrete Fracture Networks (DFN) detailgetreu abzubilden und in Kombination mit der Diskreten Elemente-Software 3DEC (Itasca Consulting Group) ein realitätsnahes Gebirgsmodell (SRM-Modell) zur Rückrechnung des Versagens der Felswand aufzubauen. Dazu wurden Modellrechnungen mit und ohne Berücksichtigung der beobachteten keilbildenden Versagensflächen aufgebaut.

Eine Rückrechnung des Versagens ohne Berücksichtigung der beobachteten Versagensflächen stellte sich als schwierig heraus, da ein solches Modell sehr hohe Rechenzeiten erfordert und auf diese Weise die für die Rückrechnung erforderlichen Parametervariationen nicht realisierbar waren. Die Rückrechnungen unter Berücksichtigung der Versagensflächen zeigen eine starke Abhängigkeit der Modellparameter von der beim DFN berücksichtigten Kluftdichte. Die Laborparameter können also nicht direkt übernommen werden, sondern sind lediglich Startwerte für die Ermittlung des Grenzgleichgewichts.

SRM Modelle sind ein vielversprechender Ansatz, doch aufgrund der Limitierungen infolge der zeitaufwendigen Berechnungen muss derzeit die Kluftdichte noch stark vereinfacht werden. Die im Labor ermittelten Materialparameter sind nicht direkt anwendbar. Dadurch benötigen auch SRM-Modelle aufwendige Rückrechnungen bzw. Parameterstudien zur Bestimmung der Modellparameter.

Schlagnote: Felsmechanik, Diskrete Elemente Methode (DEM), Synthetic Rock Mass Model (SRM), Discrete Fracture Network (DFN)

Abstract

Instable rock slopes and the resulting fall processes are a threat for adjacent settlement areas and infrastructure. The possibility of assessing the displacement behaviour and stability of rock slopes is of great importance for the risk evaluation of rock slopes and for the definition of limit values for warning systems.

In cooperation with the torrent and avalanche control, present diploma thesis investigates the application possibilities and limits of Synthetic Rock Mass (SRM) models to describe the displacement behaviour and to assess the stability of rock slopes. A rock slope in Vals (Tyrol) was investigated, where on 24. December 2017 a rock fall with a source volume of approximately 117.000m³ occurred.

The aim of the project was to reconstruct the in situ joint network via a Discrete Fracture Network (DFN) and to build a realistic Synthetic Rock Mass model using the Discrete Element Software 3DEC (Itasca Consulting Group) in order to analyze the initial state of failure of the rock slope. For this purpose model calculations with and without the failure planes (sliding surface of the observed wedge failure) were set up.

The simulation of the failure mechanism without consideration of the observed failure planes turned out to be difficult, due to high computing times. Therefore a back analysis to determine and verify material properties could not be realized. The outcome of the back analysis with the failure planes indicate a strong dependence of the model parameters on the fracture intensity of the DFN. Therefore, the laboratory parameters cannot be transferred directly, but are only starting values for the determination of the limit equilibrium.

SRM models are a promising approach but due the limitations resulting from time consuming calculation processes the fracture intensity of the DFN needs to be significantly simplified. Material parameters obtained from laboratory testing are not directly applicable. This means that SRM models also require extensive back analysis or parameter studies to determine the model parameters.

Keywords: rock mechanics, Discrete Element Method (DEM), Synthetic Rock Mass Model (SRM), Discrete Fracture Network (DFN)

Inhaltsverzeichnis

1	Problemstellung	9
2	Standicherheit von Felsböschungen	12
3	Sturzprozesse von Felsböschungen	16
4	Analyse von gravitativen Massenbewegungen	18
4.1	Strukturgeologie	19
4.2	Qualitative und quantitative Parameter von Gestein, Trennflächen und Gebirge	19
4.2.1	Gestein	20
4.2.2	Trennflächen	20
4.2.3	Gebirge	25
5	Numerische Berechnungsverfahren	27
5.1	Diskrete Elemente Methode (DEM)	28
5.2	3DEC Version 5.2	29
5.2.1	Allgemeine Vorgehensweise	30
5.2.2	Zeitdiskretisierung	30
5.2.3	Kontakterkennung	31
5.2.4	Bewegung starrer Körper	33
5.2.5	Stabilitätsanalyse via Strength-Reduction Method	37
5.2.6	Coulomb-Slip Joint Model	38
6	Synthetic Rock Mass Model	40
7	Discrete Fracture Network	42
7.1	Methodik	42
7.2	Datenerhebung	43
7.3	Eingangsparameter	44
7.3.1	Lage (Position)	44
7.3.2	Orientierung (Orientation)	44
7.3.3	Kluftgrößenverteilung (Fracture Size Distribution)	44

7.3.4	Dichte oder Intensität einer Kluftschar (Density or Fracture Intensity)	46
8	Felssturz Vals	48
8.1	Geografischer Überblick	50
8.2	Geologie im Arbeitsgebiet	51
8.2.1	Geologie und Tektonik des Tauernfensters	51
8.2.2	Tektonische Strukturen	52
8.2.3	Gesteine im Arbeitsgebiet	53
8.3	Geotechnische Untersuchungen	55
8.3.1	Gefügebraufnahme	56
8.3.2	Trennflächenanalyse	58
8.3.3	Geotechnische Laborversuche	60
8.4	Numerische Modellierung mittels 3DEC	64
8.4.1	Modellierungsprozess SRM	64
8.4.2	Discrete Fracture Network (DFN)	65
8.4.3	Modellparameter	70
8.4.4	Vereinfachungen	70
8.4.5	Auswertung	73
8.4.6	Diskussion	75
8.5	Rückrechnung des Abbruchereignisses vom Dezember 2017 in Vals (Tirol) . . .	78
8.5.1	Vorgehensweise	78
8.5.2	Modellparameter	79
8.5.3	Modell A	81
8.5.4	Modell B	82
8.5.5	Modell C	83
8.5.6	Einfluss der Kluftintensität auf die Standsicherheit der Felsböschung . .	84
8.5.7	Auswertung & Diskussion	86
9	Zusammenfassung	88
	Literaturverzeichnis	92
	Abbildungsverzeichnis	98
	Tabellenverzeichnis	102

1 Problemstellung

Vorliegende Arbeit thematisiert die Ausarbeitung eines numerischen Modells, um das Verhalten des Felssturzes in Vals zu simulieren. Das Projekt wurde in enger Zusammenarbeit mit der Wildbach und Lawinenverbauung Tirol ausgearbeitet. Es wurde ein Synthetic Rock Mass Model mittels der dreidimensionalen diskrete Elemente Software 3DEC, von Itasca Consulting Engineers, entworfen. Das in situ Trennflächengefüge wurde über ein Discrete Fracture Network abgebildet.

Massenbewegungen, insbesondere Sturzprozesse von Talflanken und Felsböschungen stellen aufgrund ihrer Unvorhersehbarkeit und der rapiden Prozessgeschwindigkeit eine nicht zu unterschätzende Naturgefahr dar. Besonders in alpinen Regionen stellen sie eine Bedrohung für Siedlungsräume und der bestehenden Infrastruktur dar. Eine tieferes Verständnis von Felsmassen kann uns helfen das Gefahrenpotential ausgehend von Sturzprozessen besser einzuschätzen und Aussagen bezüglich der Standsicherheit und der Versagenswahrscheinlichkeit zu treffen. Weiter ist es möglich etwaige Sicherheitskonzepte wie zum Beispiel Schutzbauwerke oder Präventionsmaßnahmen zu erarbeiten.

Seit einigen Jahren findet in der Geomechanik und besonders im praktisch angewandten Gebiet der Felsmechanik ein Paradigmenwechsel in der Herangehensweise der Problemstellungen statt. Immer mehr verdrängen analytische und numerische Lösungsansätze empirische Methoden, um das Verhalten von Massenbewegungen, insbesondere das Verhalten der Sturzprozesse von Talflanken und Felsböschungen zu prognostizieren. Es gibt mehrere Gründe für diesen Wandel. Zunächst sind die rasanten Entwicklungen auf dem Gebiet der Mess- und Monitoring Technologie zu erwähnen. Es gibt heute eine Vielzahl verschiedener Methoden und Möglichkeiten, Daten auf eine einfache und dennoch sehr präzise Weise zu ermitteln. Die Photogrammetrie sowie das Laserscanning, um nur die wichtigsten Vertreter zu nennen, sind zwei sehr leistungsfähige und weit verbreitete Technologien, um eine Topographie oder eine andere beliebige Oberfläche auf effiziente Weise zu rekonstruieren. Neben der Entwicklung von Messinstrumente erleben auch Messmethoden eine rapide Entwicklung. Wir können Messungen zum Beispiel über Satellit, Flugzeug, Theodolit oder Drohne durchführen. Auf diese Weise können wir hochauflösende digitale Bodenmodelle, Topografien und Höhenmodelle auch in einem sehr großem Maßstab rekonstruieren. Darüber hinaus können wir Bewegungen im Feld

wie Verschiebungen und Setzungen zuverlässig überwachen. Viele Messsysteme, welche in der Ingenieurgeologie zum Einsatz kommen sind darauf ausgelegt über einen längeren Zeitraum automatisch und völlig autonom an schwer zugänglichen Orten zu arbeiten. Gemessene Daten können in Echtzeit erfasst und übertragen werden. Es sei jedoch erwähnt, dass moderne Technologien die konventionelle Begehungen oder In-situ-Messungen vereinfachen jedoch auf keinen Fall ersetzen. Ein weiterer Aspekt, der den oben angesprochenen Wandel möglich macht, ist der kontinuierliche und rapide Fortschritt in puncto Rechenleistung. Dies ermöglicht es die große Zahl der aufgenommenen Datenmengen erst zu verarbeiten. Die Modellierung naturgetreuer Geländemodelle, sowie die realistische Simulation kinematischer Verschiebungen wurde dadurch erst ermöglicht.

Die geklüftete Felsmasse zählt neben biogenen Strukturen zu den wohl komplexesten Materialien in den ingenieurwissenschaftlichen Disziplinen. Das Erfassen der mechanischen Eigenschaften, um das Verhalten einer Gebirgsmasse oder einem geklüfteten Fels zu beschreiben ist nach wie vor ein ungelöstes Problem. Konventionelle Methoden bedienen sich empirischer Ansätze, der am weitesten verbreitete ist das Bruchkriterium nach Hoek und Brown (1980), das das Verhalten einer geklüfteten Felsmasse in Abhängigkeit der empirischen Parameter D , den sogenannten Disturbance Faktor und dem GSI, den sogenannten Geological Strength Index, vergleiche Hoek und V. Marinos (2007), bestimmt. Das Hoek-Brown Kriterium liefert lediglich eine Abschätzung der Festigkeit einer geklüfteten Felsmasse und beruht keineswegs auf einer rational nachvollziehbaren Analyse.

Im Gegensatz zu den empirischen Lösungsansätzen stehen numerische Modelle. Sprechen wir von Problemstellungen in der Felsmechanik, kommen aufgrund der diskontinuierlichen Natur einer Felsmasse vor allem diskrete Modelle zum Einsatz. Das wichtigste Verfahren ist die sogenannte Discrete Elemente Methode, vergleiche Cundall und Strack (1979). Diese betrachten jeden Kluftkörper separat voneinander. Es wird gewährleistet, dass sich die Blöcke translatorisch und rotatorisch frei im Raum bewegen können. Es werden im Verlauf der Berechnung alle Kräfte auf jeden Kluftkörper bestimmt, im Wesentlichen sind das die Gewichtskraft, Reibungskräfte in den Trennflächen und Interaktionskräfte zwischen den Blöcken. Das Verhalten der Blöcke wird anschließend von den Newtonschen Bewegungsgesetzen bestimmt. Die Blöcke stehen über ihre Trennflächen in Beziehung zueinander und interagieren miteinander, um ein möglichst reales Verhalten zu simulieren. So simpel die Idee klingt, kommt sie allerdings mit einem Haken. Die große Anzahl der Blöcke, zum Beispiel in einer geklüfteten Felsböschung, sowie die dreidimensionale Bewegungsmöglichkeit erfordern eine hohe Computerleistung. Je genauer wir rechnen, desto intensiver wird die benötigte Rechenleistung und Rechenzeit.

Waren die Anwendungen dieser numerischen Modelle in den letzten Jahren zum Großteil rein auf das akademische Feld beschränkt, finden diese neuen Verfahren heute vermehrt Einzug in die praktische Arbeitsroutine. Der aktuelle Trend, um die Festigkeit einer geklüfteten Gebirgsmasse abzuschätzen und die Standsicherheit von Talflanken und Felsböschungen zu beurteilen, besteht darin, das Verhalten der diskontinuierlichen Masse mittels eines sogenannten Synthetic Rock Mass Model nachzuahmen. Grundlage ist eine akkurate Abbildung der im Arbeitsgebiet herrschenden Topographie, dem digitalen Geländemodell. Um ein naturgetreues Abbild des Trennflächengefüges in der Felsmasse zu simulieren, müssen die geometrischen und mechanischen Eigenschaften der Diskontinuitäten kartiert und dokumentiert werden. Weiter wird das Trennflächennetzwerk zugrunde dieser Informationen über stochastische Verteilungsfunktionen in das Rock Mass Model eingearbeitet. Wir sprechen von einem Discrete Fracture Network. Nach Eingabe der aus Laborversuchen ermittelten mechanischen Eigenschaften von Gestein und der Trennflächen kann eine umfassende geomechanische Modellierung erfolgen. Ziel der Arbeit war es die Versagensfläche, welche beim Felssturz in Vals den maßgebenden versagenden Keil geformt hat auf natürlichen Wege abzubilden. Das Rock Mass Model in Kombination mit dem diskreten Kluftnetzwerk sollte ähnliche Anfangsbedingungen der realen Felsböschung in Vals simulieren. Weiter sollte die Ausbreitung und Entwicklung neuer Trennflächen im Gestein aufgrund der detailgetreue Nachbildung des Trennflächengefüges und der korrekten Implementierung der Festigkeitsparameter im Gestein stattfinden, sodass sich eben jene maßgebenden Versagensflächen bilden. Sollte es möglich sein das Verhalten der Felsböschung in einem Modell zu reproduzieren ist es möglich Prognosen über die Standfestigkeit und die Sicherheit der Felsböschung zu treffen, um etwaige Sicherheitsmaßnahmen und deren Ausmaße zu planen.

2 Standsicherheit von Felsböschungen

Grundsätzlich wird die Standsicherheit und folglich auch der Versagensmechanismus von Felsböschungen vom Trennflächengefüge der Felsmasse bestimmt. Das Trennflächengefüge definiert weiter auch die Größe und die Bewegungsmöglichkeiten der einzelnen Kluftkörper. Eine Bewegung der Gesteinskörper findet statt, wenn die Festigkeit in den für die Standsicherheit maßgebenden Trennflächen überschritten wird. Nach Poisel und Preh (2004), gibt es zwölf charakteristische Versagens- bzw. Ablösemechanismen von Felsböschungen, siehe dazu Abbildung 2.1.

a) **Fallen von Kluftkörpern (Falling of rock blocks)**

Der Ablösemechanismus Fallen kann nur aus Überhängen in massigen Fels erfolgen. Der Gesteinskörper muss dabei (nahezu) vollständig von der restlichen Felsmasse abgetrennt sein. Ob Kluftkörper kinematisch verschieblich sind und sich aus einem Überhang lösen können, kann mittels der Block Theory nach R. Goodman und Shi (1985) erfolgen.

b) **Gleiten eines Kluftkörpers auf einer oder auf zwei Trennflächen (Sliding of a rock block on a single or on two discontinuities)**

Das Gleiten eines Kluftkörpers auf einer oder zwei Trennflächen ist einer der am häufigsten auftretenden Versagensmechanismen. Versagen tritt auf, wenn Scherkräfte beispielsweise zufolge Eigengewicht oder Wasserdrücken den Scherwiderstand in den Trennflächen übersteigen. Eine rechnerische Untersuchung des gegenständlichen Mechanismus wird in *Rock slope engineering: Civil and mining* nach Wyllie et al. (2017) beschrieben.

c) **Gleiten mehrerer Teilkörper auf einer polygonalen Gleitfläche (Sliding of several rock blocks on a polygonal sliding plane)**

Gleiten auf einer polygonalen Gleitfläche, siehe dazu Abbildung 2.1 Teilbild c, ist möglich, wenn die Felsmasse durch Klüfte, welche an den Knickpunkten der polygonalen Gleitfläche ansetzen, zertrennt ist. Diese entscheidenden Klüfte können vorher bereits vorhanden sein, oder auf Grund der Bewegung erst entstehen und sind für die Scherverschiebungen zwischen den einzelnen Teilkörpern notwendig.

d) **Rückwärtsrotation von Klufkörpern (Rock slumping)**

Die Rückwärtsrotation von Klufkörpern oder auch Rock slumping, siehe Kieffer (1998) kann mit dem Gleiten einer zu flach an die Wand angelehnten Leiter verglichen werden. Tafelige Klufkörper gleiten dabei auf flach hangauswärts fallenden Klüften und auf steil in die Abbauwand einfallende Klüfte, siehe 2.1 Teilbild d. Zu beachten ist, dass diese Klüfte alleinstehend die Standsicherheit der Böschung meist nicht gefährden in der oben beschriebenen Kombination allerdings zum Versagen führen können.

e) **Gleiten eines Bruchkörpers auf einer muschelförmigen, neuen Gleitfläche (Sliding of a fractional body on a shelly, newly formed sliding surface)**

Bei stark zerlegten und verwitterten Felsgesteinböschungen mit geringer Festigkeit kann es zu diesem Versagensmechanismus kommen. Die Felsmasse ähnelt auf Grund des hohen Zerlegungsgrades einem Lockergestein. Raumstellungen spielen somit eine untergeordnete Bedeutung. Deutlich kann die Ähnlichkeit zu einem Gleitkreis in einer Lockergesteinsböschung erkannt werden. Rechnerische Ansätze zur Untersuchung liefert das Verfahren von Bishop (1955).

f) **Abfahren, Abgleiten oder Kippen von Klufkörpern am Rand eines Systems "Hart auf Weich" (Translational or rotational descent of tower- or slab-shaped blocks of competent rock upon an incompetent base)**

Wenn ein kompetenter, steifer Felskörper auf einem inkompetenten, weicheren Sockel steht, kann es zum Abfahren, Abgleiten oder Kippen turmartiger bzw. plattenförmiger Klufkörper kommen. Man spricht nach Poisel und Eppensteiner (1988) und (1989) treffend auch von einem „Hart auf Weich“ System. Der weichere Sockel wird durch den darüber liegenden Felskörper zusammengedrückt und möchte horizontal ausweichen. Im kompetenten Fels werden dadurch Zugspannungen induziert, diese führen zu einer Zerlegung in turmartigen und plattenförmige Großklufkörper am Rand des steifen Felskörpers. Diese turmartigen und plattenförmigen Klufkörper können schließlich abgleiten oder kippen. Ein Abfahren der Klufkörper ist dann möglich, wenn diese bereits tief in das Sockelmaterial eingedrungen sind.

g) **Rotation einzelner Klufkörper (Rotation of single rock blocks)**

Dieser Versagensmechanismus gefährdet die Standsicherheit von Felsböschungen meist mehr als rein translatorische Versagensmechanismen. Ob eine Rotation kinematisch möglich ist kann mittels Modellversuche nach R. E. Goodman (2003) untersucht werden. Eine rechnerische Untersuchung gestaltet sich als aufwändig, weshalb dieser Versagensmechanismus meist numerisch modelliert wird.

h) **Knicken von säulen- bzw. tafelförmigen Kluftkörpern**
(Buckling of column- or slab thickness \ll slope height)

Knicken tritt nur in sehr dünnbankigen Gesteinen in hohen Felsböschungen mit steil einfallenden Trennflächen auf. Versagen kann eintreten, wenn die Säulen- bzw. Plattendicke zur schrägen Böschungshöhe das Verhältnis von 1:100 beträgt. Einen konservativen Ansatz den Versagensmechanismus rechnerisch einzuschätzen gibt Cavers (1981). Preh (2004) zeigte, dass die Knicklänge in den meisten Fällen größer ist und die Standsicherheit somit ebenfalls höher ist.

i) **Biegekippen (Flexural toppling)**

Treten nur steil in den Hang einfallende Trennflächen auf, kann es zu einem Verbiegen der Felsplatten kommen, man spricht von Biegekippen. Die Felsplatten verhalten sich mechanisch betrachtet ähnlich wie Kragträger, es auch zu Biegezugrissen im Fels kommen, siehe dazu R. Goodman und Bray (1976). Das Biegekippen ist dem Blockkippen ähnlich und kann in diesen Versagensmechanismus übergehen.

j) **Kippen von säulen- bzw. tafelförmigen Kluftkörpern**
(Toppling of column- or slab-shaped rock blocks)

Wenn die Felsböschung durch steil in den Hang einfallende Trennflächen oder auch durch hangauswärts fallende Trennflächen charakterisiert ist, kann es zum sogenannten Kippen der einzelnen säulen- oder tafelförmigen Kluftkörper kommen. Eine rechnerische Untersuchung kann mittels dem Grenzgleichgewichtsverfahren nach R. Goodman und Bray (1976) beschrieben werden.

k) **Hangkriechen (Slope creep)**

Das Hangkriechen beschreibt eine Hangabwärtsbewegung eines sich kaum verformenden Felskörpers auf einer kriechenden Bewegungszone. Oft ist dieser Mechanismus eine Vorstufe zu weiteren Rotationsgleitungen. Infolge Scherverschiebungen kann es zu einer weiteren Festigkeitsabnahme kommen und es folgt ein Übergang vom Kriechen zum Gleiten, siehe Zischinsky (1966).

l) **Knickbandsackung (Kink band slumping)**

Das sogenannte Kink band slumping nach Kieffer (1998) kann nur in dünnen plattigen Gesteinen mit relativ geringer Festigkeit auftreten. Kennzeichnend für den Mechanismus sind die Abschiebungen im oberen Hangbereich und im unteren Hangbereich zu typischen S-förmigen Deformationen der dünnwandigen Gesteinslamellen, vergleiche dazu Preh und Poisel (2004).

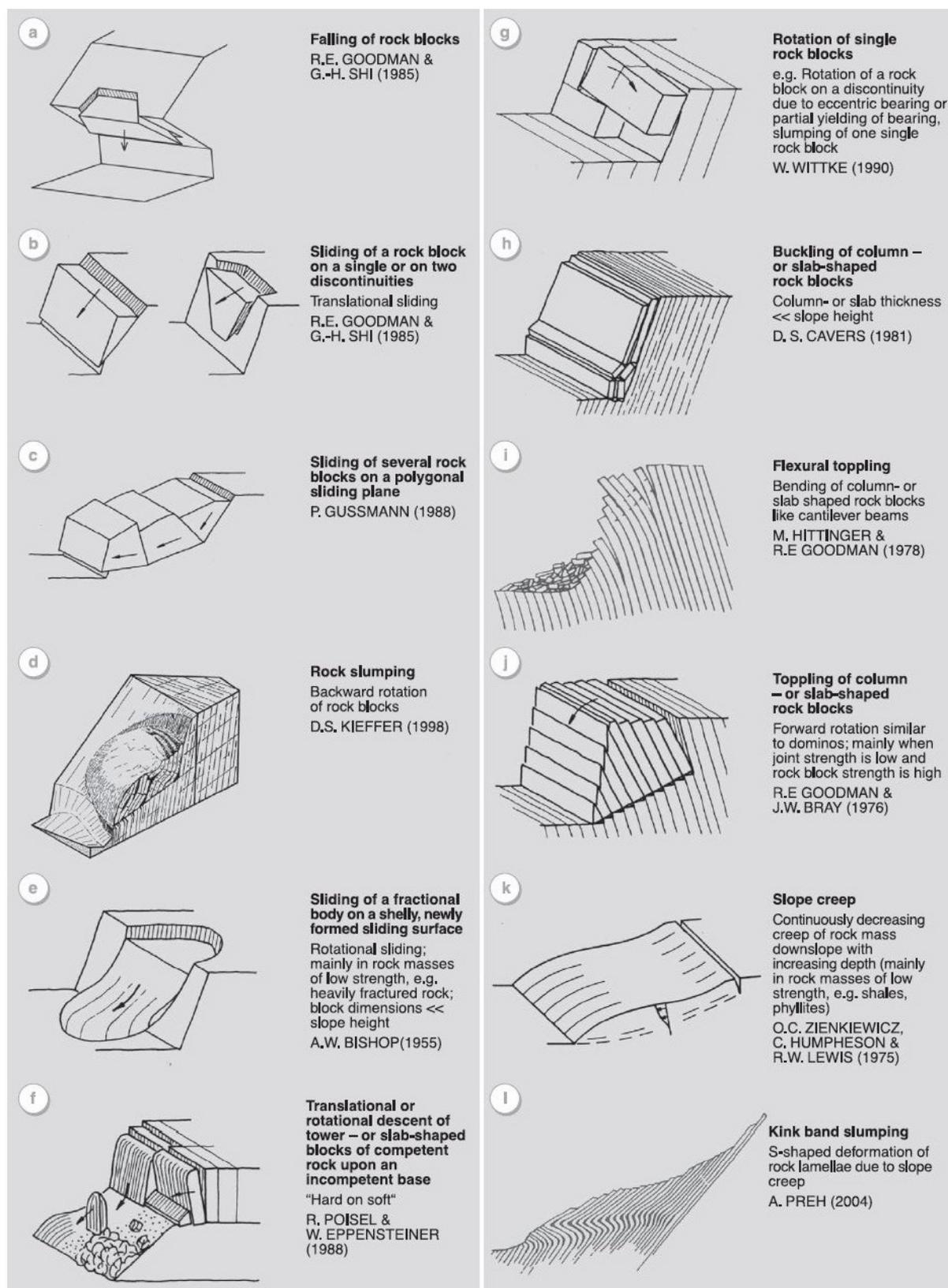


Abb. 2.1: Versagensmechanismen von Talflanken und Felsböschungen und ihre mechanischen Modelle, nach Poisel und Preh (2004)

3 Sturzprozesse von Felsböschungen

Weltweit in gebirgigen Regionen stellen geologische Massenbewegungen eine häufig vorkommende und ernst zu nehmende Naturgefahr dar. Sie können eine reale Gefahr für Siedlungsräume, Verkehrswege und anderen Infrastrukturen darstellen. Ein bedeutsamer Teil dieser geomorphologischen Massenbewegungen sind Sturzprozesse ausgehend von steilen Felsböschungen. Sturzprozesse beschreiben eine plötzliche Bewegung von Gesteinsmaterial. Ursachen können Spannungsumlagerungen, langfristige Materialermüdung und Verwitterung sein. Der Abbruch erfolgt meist an bereits vorgegebenen Trennflächen, siehe Cruden und Varnes (1996).

Wir unterscheiden im Allgemeinen zwischen Einzelabstürzen und Massenstürzen. Diese werden anhand ihres Bewegungsmechanismus und ihres Abbruch- bzw. Sturzvolumens eingeteilt und näher charakterisiert. Weiter unterscheiden wir zwischen dem Steinschlag bzw. Blockschlag (rockfall), dem Felssturz (rock mass fall) und dem Bergsturz oder auch Felslawine (rock avalanche). Die Übergänge sind meist fließend sowie können die einzelnen Prozesse ineinander übergehen. Bei einem Massensturz, wir unterscheiden zwischen Fels- und Bergsturz, löst sich eine zusammenhängende Felsmasse aus der Böschung, welche sich im Laufe des Sturzprozesses in kleinere zahlreiche Blöcke fraktioniert, vergleiche Preh (2020b). Bei sehr großen Bergstürzen, wir sprechen abhängig von der Rheologie auch von Felslawinen, beeinflusst nach Heim (1932) vor allem die Interaktion der einzelnen Komponenten den Bewegungsablauf der Sturzmasse.

Steinschlag bzw. Blockschlag (rock fall)

Bei Steinschlag bzw. Blockschlag handelt es sich um ein Einzelsturzereignis. Charakteristisch lösen sich einzelne Blöcke aus dem Felsverband. Der zugrundeliegende Versagensmechanismus ist meist das Stürzen (Fallen). Bei einem Einzelsturzereignis bleiben die Einzelblöcke im Laufe des Sturzprozesses im Wesentlichen intakt. Der Bewegungsmechanismus nach erfolgtem Abbruch ist das Fallen, Rollen oder Springen. Nach Krauter (2001) beträgt das Volumen eines Einzelblocks bis zu $0,3\text{m}^3$, das Gesamtvolumen nicht mehr als 5m^3 .

Felssturz (rock mass fall)

Ein Felssturz wird nach Krauter (2001) durch ein Einzelvolumen ab $0,3\text{m}^3$ gekennzeichnet, das Gesamtvolumen beträgt mindestens 5m^3 . Laut Kienholz et al. (1998) spielt die Interaktion der einzelnen Gesteinskomponenten bei Felsstürzen eine untergeordnete Rolle und hat keinen Einfluss auf die Dynamik des Sturzprozesses.

Bergsturz bzw. Felslawine (rock avalanche)

Ein Bergsturz bezeichnet nach Krauter (2001) einen Sturzvolumina ab 10.000m^3 . Die Interaktion zwischen den Komponenten spielt für den Bewegungsmechanismus meist eine entscheidende Rolle. Mit dem Abbruchvolumen steigt die Mobilität der Sturzmasse, siehe Preh (2020b). Ebenso beobachtet man eine beobachtet man bei stark fraktionierten Massenbewegungen eine größere Diskrepanz zwischen Abbruchvolumen und Schuttvolumen.

Der eigentliche Sturzprozess und der vorhergehende Versagensmechanismus sind miteinander gekoppelte Prozesse. In der Praxis werden sowohl empirische als auch numerische Methoden angewandt um die Standsicherheit von Felsböschungen zu beurteilen. Wie bereits erwähnt sind die Übergänge der einzelnen Sturzprozesse fließend, jedoch gibt es noch kein Universalmodell um die Sturzprozesse in Bezug auf die Stabilität umfassend zu behandeln. Deshalb muss zwischen den einzelnen Sturzprozessen unterschieden werden.

4 Analyse von gravitativen Massenbewegungen

Um eine umfassende Analyse einer Massenbewegung durchzuführen gibt es verschiedene prozessorientierte Leitfäden welche das Vorgehen und die einzelnen Arbeitsschritte systematisch und methodisch aneinanderreihen, vergleiche Zangerl et al. (2008). Informationen bezüglich der Geologie, der Geometrie, die Mächtigkeit und Volumina der instabilen Massen bieten die Grundlage um die kinematische Situation einer Massenbewegung zu erfassen. Nach Clar (1963) und Zischinsky (1966) spielen vor allem das Gefügesystem etwaige Schichtungen, Schieferungen sowie Störungen eine wichtige Rolle um das Verhalten einer Massenbewegung zu begründen. Die Abbildung 4.1 gibt eine Übersicht der Arbeitsschritte wieder, vergleiche Sausgruber (2010). Dabei ist anzumerken, dass die einzelnen Schritte keinesfalls in geordneter Reihenfolge, sondern bei Bedarf auch rückwärts orientiert und iterativ angewandt werden müssen.

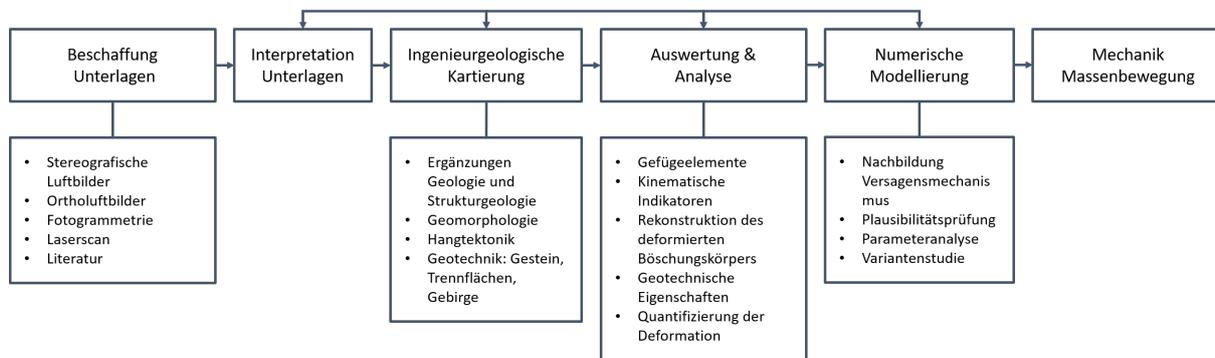


Abb. 4.1: Übersicht zur Herangehensweise für die Analyse von Massenbewegungen, angelehnt an Sausgruber (2010)

Ziel dieser Bemühungen ist neben der grundlegenden Analyse einer Massenbewegung das Gefahrenpotential und das damit verbundene Risiko einzuschätzen sowie die Planung von Schutzmaßnahmen und Monitoring- und Frühwarnsysteme im Gelände. An dieser Stelle gilt es darauf hinzuweisen, dass Informationen und die Beschaffung von Literatur wesentlich für eine ingenieurgeologische Untersuchung sind, deshalb aber auf eine Begehung des Geländes keinesfalls verzichtet werden sollte.

4.1 Strukturgeologie

Um das mechanische Verhalten einer Felsmasse zu beschreiben ist es wichtig sich einen Überblick über die Geomorphologie, sprich die Form und die damit verbundenen formbildenden Prozesse, zu beschaffen. Bei Begehungen können Massenbewegungen und die damit verbundenen typischen Deformationszustände erkannt werden. Ablagerungen, Findlinge, Spalten und Risse, um nur einige von vielen Merkmalen zu nennen, können sehr viel Aufschluss über das Bewegungsverhalten einer Felsmasse geben. Die Entstehungsgeschichte, die grundlegende alpidische Tektonik, kann in einem großen Maßstab Einblicke in die Dynamik einer Massenbewegung liefern. Zu unterscheiden und davon zu trennen sind die Folgen der Hangtektonik. Es ist hierbei vor allen Dingen auf **Faltstrukturen** und die **Verstellung von Schieferungsflächen** zum ursprünglichen regional-tektonischen Streichen und Fallen zu achten. Hinzukommen die Analyse von geologischen Kartierungen, sie beinhalten lithologische Aufnahmen der Fest und Lockergesteine und der duktilen bzw. spröden geologischen Strukturen wie zum Beispiel Schieferungen, Schichtungen, Störzonen und Klüfte. Hydrogeologische Kartierungen geben Aufschluss über Einzugsgebiete und Entwässerungssysteme, Quellhorizonte und Versickerungszonen und können ebenso zum generellem Verständnis einer Hangbewegung beitragen. Wesentliche Bestandteile einer ingenieurgeologischen Kartierung sind:

- Geologie und regional-tektonischer Gebirgsbau
- Strukturgeologie
- Geomorphologie
- Hydrogeologische Merkmale

4.2 Qualitative und quantitative Parameter von Gestein, Trennflächen und Gebirge

Geomorphologische Beobachtungen und aufgenommene strukturelle Gefügedaten einer Felsmasse reichen nicht aus, um eine mechanische Modellvorstellung einer großen Massenbewegung zu erarbeiten. Um eine Hangbewegung ganzheitlich zu erfassen sind Parameter, welche die mechanischen Eigenschaften des Gebirges beschreiben notwendig. Neben den geologischen und ingenieurgeologischen Parametern, welche häufig im Gelände quantifiziert werden, spielen auch geotechnische Parameter eine wichtige Rolle um eine Massenbewegung zu beschreiben. Hierzu sind unter anderem Laborversuche unablässig. Einen groben Überblick und eine Einführung zu den quantitativen und qualitativen Parametern um mechanischen Eigenschaften zu beschreiben liefert das folgende Kapitel.

4.2.1 Gestein

Die Bestimmung der Gesteinsart und die Untersuchung der damit einhergehenden gesteinstypischen Eigenschaften ist grundlegend für das Verständnis zum Versagen einer Felsmasse. Dabei gilt es für eine umfassende ingenieurgeologische Untersuchung auch die Geologie und Geomorphologie des Arbeitsgebietes einfließen zu lassen. Die fazielle Ausbildung eines Gesteins, beispielsweise Verfaltungen und unterschiedliche Gesteinsabfolgen können ausschlaggebend für das geotechnische Verhalten einer Gesteinsart sein.

- Gesteinsart und Gesteinsbeschreibung
- Lithofazies (z.B. Mineralgehalt, Korngröße, Schichtung)
- Einaxiale Druckfestigkeit σ_{UCS}
- Verwitterung

Die einaxiale Druckfestigkeit (UCS Uniaxial Compressive Strength)

Die einaxiale Druckfestigkeit σ_{UCS} bezeichnet die maximale Druckspannung, die ein Gestein bei einer axialen Belastung aufnehmen kann. Wird die Druckfestigkeit überschritten bildet sich eine Bruchfläche und es kommt zum Versagen. Die einaxiale Druckfestigkeit ist von mehreren Faktoren abhängig. Zum einen spielt die einaxiale Druckrichtung eine große Rolle. In anisotropem Gestein, beispielsweise bei einer Schieferung, variiert die Druckfestigkeit zufolge der Druckrichtung erheblich. Auch die Geometrie des Prüfkörpers hat Einfluss auf die Druckfestigkeit. Nimmt die das Verhältnis von Höhe zu Durchmesser ab, steigt sich die Druckfestigkeit im Allgemeinen an. Letztendlich hat auch das jeweilige Messinstrument Einfluss auf die Druckfestigkeit. Die einaxiale Druckfestigkeit kann auch im mit dem Schmidt'schen Rückprallhammer über empirische Formeln zurückgerechnet werden. Ansätze und Lösungen bieten dabei beispielsweise Deere und Miller (1966) oder Aydin und Basu (2005). Die einaxiale Druckfestigkeit kann auch in einem geotechnischen Labor mit dem sogenannten Punktlastversuch, den einaxialen Druckversuch oder dem triaxialen Druckversuch ermittelt werden, vergleiche DIN EN 1997-2 (2010).

4.2.2 Trennflächen

Unter dem Begriff der Trennfläche versteht man eine Diskontinuität innerhalb eines Gebirges. Eine Trennfläche unterbricht sozusagen die Kontinuität einer Felsmasse. Die Gesamtheit der Trennflächen nennt man Trennflächengefüge, eine Gruppe von Trennflächen der gleichen Art und der selben Orientierung werden zu einer Trennflächenschar zusammengefasst. Die Aufnahme der Gefügesituation im Gelände, die Ausarbeitung der Hauptkluftorientierungen, Schieferungen, Schichtungen oder Störungen in einer Felsmasse ist nach wie vor der Schlüssel um das

mechanische Verhalten einer Gebirgsmasse besser verstehen und schließlich richtig einschätzen zu können. Die wichtigsten Eigenschaften von Trennflächen werden unten aufgelistet:

- Trennflächenart (discontinuity type)
- Orientierung (orientation)
- Kluftrauigkeit (roughness) Joint Roughness Coefficient (JRC)
- Durchtrennungsgrad (persistence)
- Kluftabstand (spacing)
- Klüfftöffnung (aperture)
- Kluftfüllung (filling)
- Verwitterungsgrad
- Wasser

Trennflächenart (discontinuity type)

Die verschiedene Arten einer Trennfläche werden anhand ihrer Entstehung klassifiziert. Schieferungen sind zum Beispiel auf bestimmte Druck- und Temperaturbedingungen zurückzuführen, Störungen entstehen zufolge tektonischer Bewegungen. Die wichtigsten Trennflächenarten sind:

- S_f - Schieferungsfläche
- K - Kluft
- Ha - Harnisch (eben Bewegungsfläche)
- S_t - Störung
- S_s - Schichtung

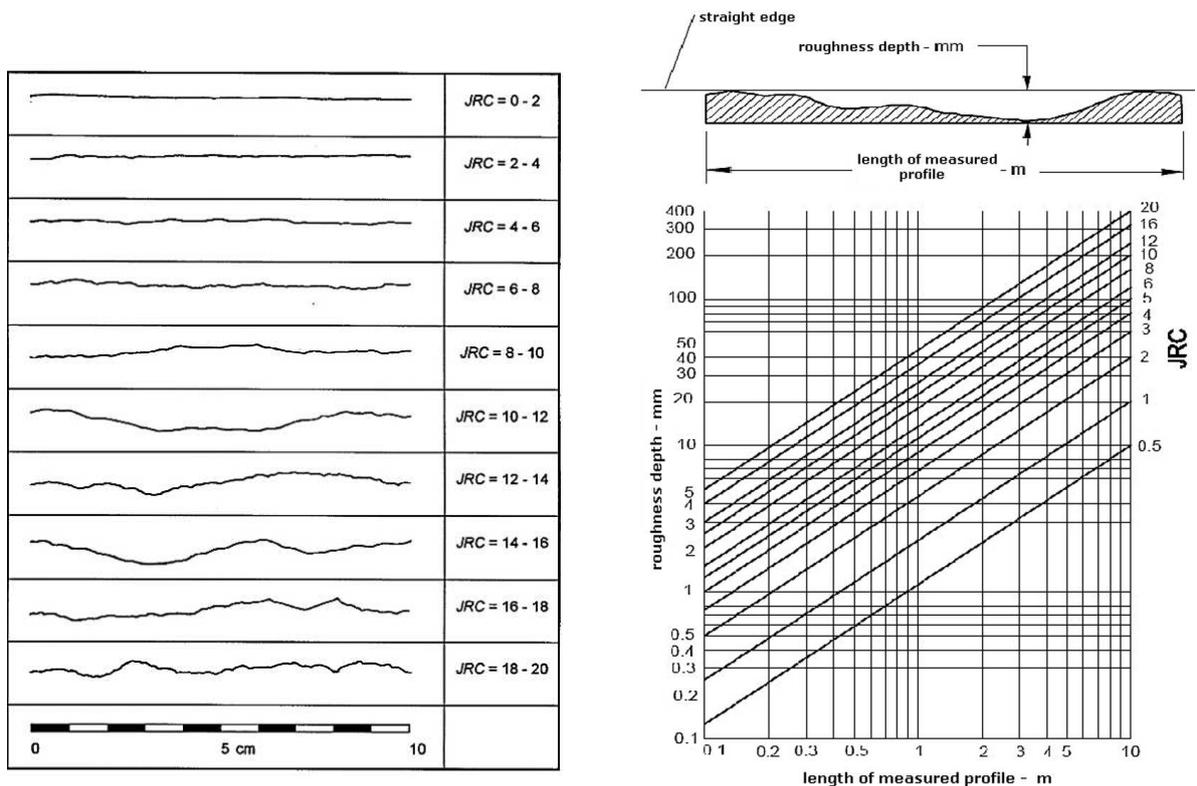
Orientierung (orientation)

Die Raumstellung der Trennflächen und insbesondere eine Kombination aus verschiedenen Orientierungen ist wesentlich für die Standsicherheit einer Felsböschung und schließlich auch für den Versagensmechanismus. Die Orientierung der einer Trennfläche wird mit dem Geologen-Kompass bestimmt. Es werden zwei Werte ermittelt:

- **Fallwert (Dip:)** Ist der von einer Horizontalen gemessene Winkel auf die Falllinie der Trennfläche.
- **Einfallswinkel (Dip direction:)** Kennzeichnet die Einfallswinkel und wird in Grad im Uhrzeigersinn von Norden weg gemessen. Die Orientierung kann für eine übersichtlichere Darstellung in ein Lagenkugeldiagramm eingetragen werden.

Kluftrauigkeit (roughness) Joint Roughness Coefficient (JRC)

Die Kluftrauigkeit wird benötigt, um die Scherfestigkeit einer Trennfläche einschätzen zu können. Damit ist es möglich Aussagen über das Verhalten bei Scherverschiebungen und Dilatanz zu machen. Eine weit verbreitete Methode zur Bestimmung der Oberflächenbeschaffenheit einer Trennfläche ist der sogenannte Joint Roughness Coefficient (JRC) nach Barton und Choubey (1977) und Barton und Bandis (1982).



(a) Rauheitsprofile und entsprechende JRC-Koeffizientenwerte (Barton und Choubey 1977)

(b) Abschätzung des JRC-Koeffizientenwertes (Barton und Bandis 1982)

Abb. 4.2: Diagramme zur Ermittlung des Joint Roughness Coefficient

Durchtrennungsgrad (persistence)

Der ebene Durchtrennungsgrad χ [%] gibt an wie sich Materialbrücken und durchtrennte Bereiche bezogen auf eine Richtung, eine Fläche oder ein Volumen verhalten. Dabei bedeutet $\chi = 1$ eine vollständige Durchtrennung und $\chi = 0$, dass keine Kluftfläche vorhanden ist, siehe Preh (2020a).

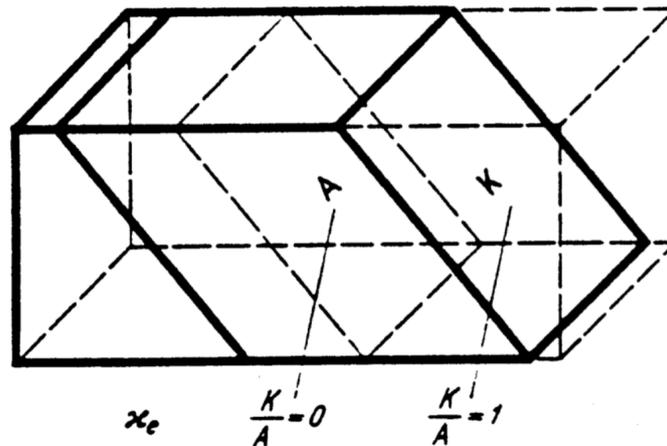


Abb. 4.3: Ebener Durchtrennungsgrad χ , nach Preh (2020a)

Kluftabstand (spacing)

Trennflächen mit der selben Orientierung kommen oft in regelmäßigen Abständen vor. Man spricht auch von einer Kluftschar. Der Trennflächenabstand gibt uns Aufschluss in welchen Abständen diese Klüfte vorkommen. Er ergibt sich aus dem senkrechten Abstand von Trennflächen einer jeweiligen Kluftschar. Daraus kann die Größe der Felskörper abgeschätzt werden sowie gibt dieser Parameter Aufschluss über die Anzahl der Klüfte in einem zu untersuchenden Gebiet. Klüfte werden nach Brown (1981) in sieben verschiedene Kategorien eingeteilt, siehe Tabelle 4.1.

Tab. 4.1: Klassifizierung der Kluftabstände nach Brown (1981)

Klasse	Abstand [mm]	Beschreibung
1	< 20	extrem engständig
2	20-60	sehr engständig
3	60-200	engständig
4	200-600	mittelständig
5	600-2000	weitständig
6	2000-6000	sehr weitständig
7	> 6000	extrem weitständig

Klüfftöffnung (aperture)

Die Öffnung bezieht sich immer auf den Normalabstand zwischen zwei benachbarten Trennflächen. Dieser Parameter gibt Informationen über die Beweglichkeit und die Durchlässigkeit zwischen den einzelnen Kluftkörpern. Die Kluftöffnungen werden nach Brown (1981) in neun Klassen eingeteilt werden, vergleiche Tabelle 4.2.

Tab. 4.2: Öffnungsklassen der Trennflächen nach Brown (1981)

Klasse	Öffnung [mm]	Beschreibung
1	< 0.1	sehr eng
2	0.1-0.25	eng
3	0.25-0.5	teilweise offen
4	0.5-2.5	wenig weit offen
5	2.5-10	mäßig weit offen
6	> 10	weit offen
7	10-100	sehr weit offen
8	100-1000	extrem weit offen
9	> 1000	kavernös

Verwitterung (weathering)

Der Grad der Verwitterung kann in je nach Intensität in sieben Kategorien eingeteilt werden. Sie hat großen Einfluss auf die Gesteinsfestigkeit und somit auf das Verformungsverhalten einer Felsböschung.

Tab. 4.3: Verwitterungsgrad nach Brown (1981)

V-Grad	Beschreibung der Festigkeit
1	frisch und unverwittert: keine farblichen, mikro- oder makroskopischen Veränderungen erkennbar
2	angewittert; erste Verfärbungen sind durch mikroskopische Zersetzung von Mineralen erkennbar, verringerte Druckfestigkeit des Gesteins
3	leicht verwittert: Färbung deutlich rotbraun entlang von Klüften, das Gestein ist deutlich (bis zu 15%) entfestigt
4	mittelstark verwittert: entlang von Klüften tritt starke Verwitterung auf, die Reibung entlang dieser Trennfläche ist deutlich herabgesetzt, weniger als 40-50 % des Gesteins sind zersetzt, alle niedrigeren Verwitterungsstufen treten nebeneinander auf
5	stark verwittert: mehr als 40-50 % des Gesteins sind zersetzt, die ursprüngliche Struktur ist aber noch gut erkennbar, die Klüfte bestimmen noch das Gesamtverhalten des Gebirges, obwohl die Reibung entlang der Klüfte stark herabgesetzt ist
6	sehr stark verwittert: die Trennflächen sind wirkungslos, der ursprüngliche Zusammenhalt des Gesteins ist kaum noch vorhanden, aber die ursprüngliche Struktur ist noch in großen Bereichen erkennbar
7	völlig verwittert: die ursprünglichen Strukturen und die Gesteinszusammensetzung ist restlos zerstört, es ist eine deutliche Volumenänderung feststellbar, aber der Boden ist nicht wesentlich transportiert worden

Kluftfüllung (filling)

Kluftfüllungen, beispielsweise weiche tonige Kluftbeläge mit einem geringen Reibungswinkel, können die Rauigkeiten einer Kluft herabsetzen. Es besteht die Möglichkeit, dass die Reibung zwischen zwei Trennflächen drastisch herabgesetzt wird.

Wasser

Das Gebirgsverhalten wird neben dem Gestein und seinem Trennflächengefüge auch von den Bergwasserverhältnissen beeinflusst. Der Wasserfluss kann sich auf die Normalspannung zwischen den Klüften auswirken, auch kann er die Reibung im Trennflächengefüge reduzieren. Der Durchfluss in einer Trennfläche wird nach Brown (1981) mit Hilfe der nachfolgenden Tabelle 4.4 für nicht gefüllte Trennflächen und mit Tabelle 4.5 für gefüllte Trennflächen in jeweils in sechs Klassen eingeteilt.

Tab. 4.4: Klassifizierung zufolge Wasser für nicht gefüllte Trennflächen nach Brown (1981)

Klasse	Beschreibung
1	enge und trockene Trennflächen; ein Wasserfluss entlang der Fläche kann ausgeschlossen werden
2	trockene Trennfläche ohne Hinweis auf Wasserfluss
3	trockene Trennfläche mit Hinweis auf Wasserfluss (Trennfläche verfärbt)
4	feuchte Trennfläche, freies Wasser ist nicht sichtbar
5	Trennfläche mit tropfendem Wasser, kein kontinuierliches Rinnen
6	rinnendes Wasser an der Trennfläche, kontinuierliches Rinnen

Tab. 4.5: Klassifizierung zufolge Wasser für gefüllte Trennflächen nach ISRM (1981) Brown 1981

Klasse	Beschreibung
1	stark konsolidierte und trockene Füllung, aufgrund der sehr niedrigen Permeabilität erscheint ein maßgeblicher Durchfluss unwahrscheinlich
2	feuchte Füllung, ohne freies Wasser
3	feuchte Füllung mit lokalem Tropfwasser
4	Füllung mit leichten Auswaschungen, kontinuierlicher Wasserfluss
5	Füllung lokal ausgewaschen, deutlicher Wasserfluss
6	Füllung komplett ausgewaschen, großer Wasserandrang

4.2.3 Gebirge

Die Gebirgsfestigkeit beschreibt die mechanischen Eigenschaften einer Felsböschung. Sie setzt sich aus der Gesteinsfestigkeit und der Beschaffenheit der Trennflächen zusammen, vergleiche

Hoek (1994). Da ein Gebirge in der Regel geklüftet ist, beeinflusst das Festigkeitsverhalten der Trennflächen die Gebirgsfestigkeit wesentlich. Die Gebirgsfestigkeit ist daher als Diskontinuumparameter anzusehen und hängt damit vom Betrachtungsmaßstab ab, vergleiche Abbildung 5.1 nach Hoek (1983).

Geological Strenght Index (GSI)

Der von Hoek und Brown (1980) vorgeschlagene Geological Strength Index (GSI) ist ein System zur Charakterisierung der Gebirgsmasse und wird zur Abschätzung der Gebirgsfestigkeit und Gebirgsverformbarkeit verwendet. Das GSI-System konzentriert sich auf die Beschreibung von zwei Faktoren, der Gesteinsstruktur und den Blockoberflächenbedingungen. Dabei fließt der geologische Charakter des Gesteins als auch eine visuelle Beurteilung der Gebirgsmasse in die Abschätzung mit ein. Die beiden Parameter können mit Hilfe der untenstehenden Abbildung 4.4 nach Hoek und P. Marinos (2007) bestimmt werden.

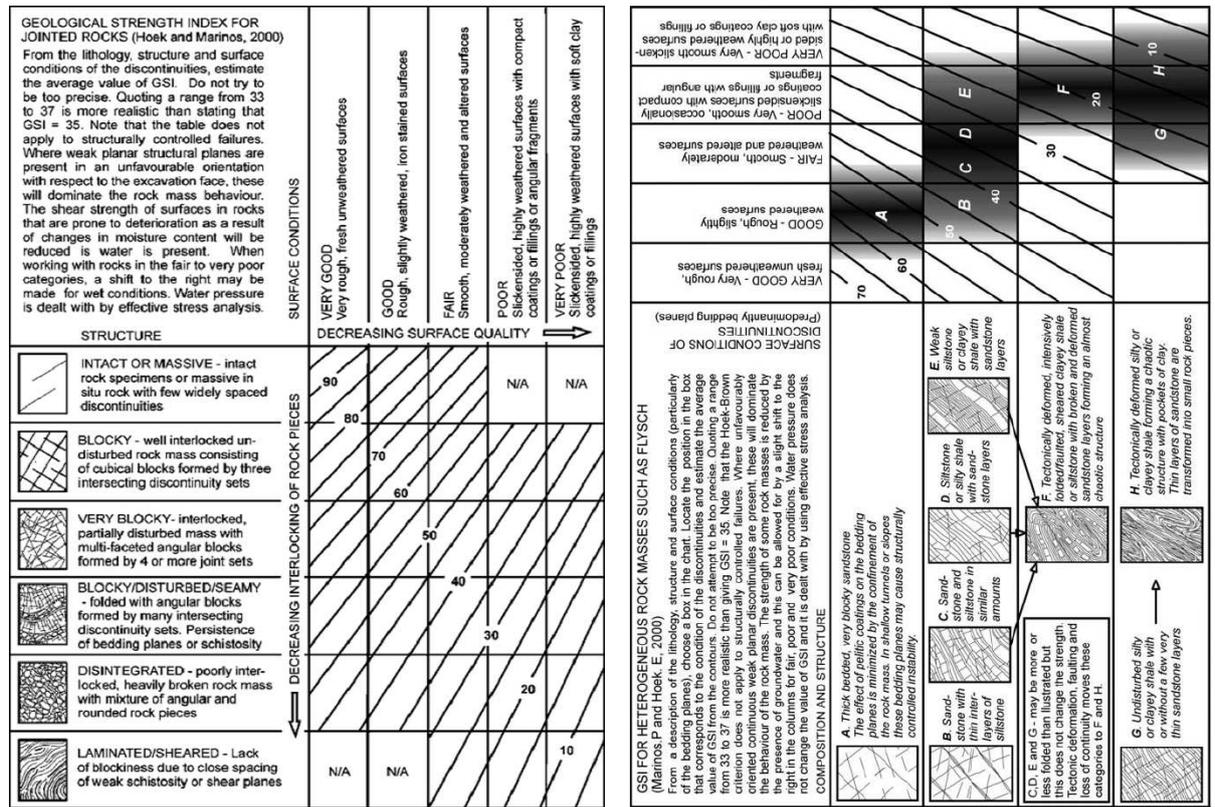


Abb. 4.4: Diagramme zur Charakterisierung der Gebirgsmasse sowie der Abschätzung von Gebirgsfestigkeit und Gebirgsverformbarkeit

5 Numerische Berechnungsverfahren

Grundsätzlich weist eine geklüftete Felsmasse kontinuumsmechanische als auch diskontinuumsmechanische Eigenschaften auf. Eine numerisch Modellierung kann somit als Kontinuum oder Diskontinuum erfolgen, siehe Hoek und Brown (1980). Die Wahl des zugrundeliegenden Modells hängt vom erwarteten Verformungsverhalten der Felsmasse ab, wobei der Maßstabeffekt der zu modellierenden Felsmasse eine entscheidene Rolle spielt. Wird das Verformungsverhalten hauptsächlich durch das Trennflächengefüge (Schichtungen, Schieferungen, Klüfte, Scher- und Störungszonen) bestimmt, oder möchte man den Bewegungsablauf unabhängiger Körper beschreiben, so muss ein diskontinuumsmechanischer Ansatz gewählt werden. Verhält sich eine Gebirgsmasse annähernd homogen und es bleibt der Zusammenhalt der Struktur erhalten, kann die Felsmasse kontinuumsmechanisch modelliert werden. Abhängig von der Intensität des Trennflächengefüges kann ein vergleichbar kleiner Bereich einer Gebirgsmasse als Kontinuum betrachtet werden. Wird die Felsmasse in einem größeren Maßstab betrachtet und sind Diskontinuitäten im zu untersuchenden Bereich vertreten, sollte die Modellierung einen diskontinuumsmechanischen Ansatz unterliegen. Bei einer makroskopischen Betrachtung einer stark geklüfteten Felsmasse verhält sich die Felsmasse erneut ähnlich einem Kontinuum und kann auch als solches modelliert werden, vergleiche dazu Abbildung 5.1 aus Hoek (1983).

Um geotechnische Problemstellungen modellieren und berechnen zu können behelfen wir uns mit verschiedenen numerischen Methoden. Für kontinuumsmechanische Untersuchungen bietet es sich an die Finite Elemente Methode (FEM) oder die Finite Differenzen Methode (FDM) zu verwenden. Das zu untersuchende Material wird dabei als Kontinuum oder aus mehreren Kontinua, welche durch Trennflächen geteilt sind, dargestellt. Im Gegensatz dazu verwenden wir zum Beispiel die Distinkte Elemente Methode oder auch Diskrete Elemente Methode (DEM) um eine Ansammlung diskreter (einzelner) Blöcke und deren Verhalten darzustellen. Ein typisches Beispiel ist die Darstellung einer geklüfteten Felsmasse welche als Ansammlung von diskreten Blöcken gesehen werden kann.

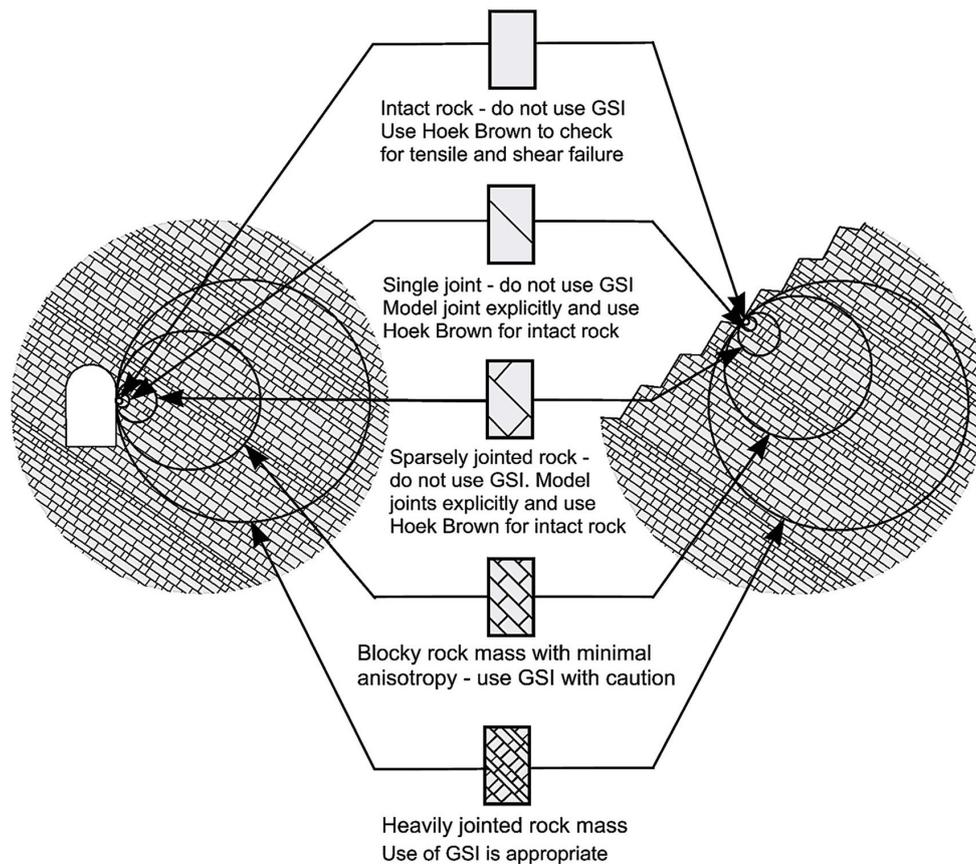


Abb. 5.1: Vereinfachte Darstellung des Maßstabeffektes auf das Verhalten einer Felsmasse, nach Hoek (1983)

5.1 Diskrete Elemente Methode (DEM)

Die Diskrete Elemente Methode wurde von Cundall (1971a) entwickelt. Ursprünglich bestimmt für die zweidimensionale Berechnung von geklüfteten Felsgestein, vergleiche dazu „UDEC – A Generalized Distinct Element Program for Modelling Jointed Rock“ von Cundall (1980), findet die Diskrete Elemente Methode heute unter anderem auch Anwendung in der Analyse von Strömungssimulationen (Walton 1980), der Untersuchung von mikroskopischen Verhalten körniger Materialien (Cundall und Strack 1983) und der Simulation von Rissausbreitungen in Beton, siehe Plesha und Aifantis (1983) und Lorig und Cundall (1987). Im Jahre 1988 wurde schließlich 3DEC, die Anwendung der Diskreten Elemente Methode im dreidimensionalen Raum vorgestellt, siehe Cundall (1988) und Hart et al. (1988).

Die Diskrete Elemente Methode (DEM) ist ein numerisches Verfahren, um das Verhalten und den Bewegungsablauf von Materialien mit granulärem Charakter, aber auch Flüssigkeiten

zu beschreiben. Es wird ein diskontinuierliches Material, zum Beispiel eine geklüftete Felsmasse, über eine Vielzahl von diskreten, abgeschlossenen, Elementen dargestellt. Im Wesentlichen simuliert die Diskrete Elemente Methode die mechanische Antwort all dieser diskreten Blöcke, die über ihre Kontaktflächen miteinander interagieren, vergleiche Cundall und Strack (1979). Im Gegensatz zu der Finiten Elemente Methode wird dem Material kein Netz eingeschrieben, somit sind die einzelnen Blöcke unabhängig voneinander und unterliegen lediglich physikalischen Prinzipien wie dem Impulserhaltungssatz und dem Drehimpulserhaltungssatz. Ein großer Vorteil der Diskrete Elemente Methode im Gegensatz zur Finiten Elemente Methode ist, dass auch große Verschiebungen und Verdrehungen zwischen den Diskontinuitäten erlaubt sind. Die durch Diskontinuitäten getrennten Blöcke können starr oder verformbar sein. Diese Diskontinuitäten in einem Material stellen das Trennflächengefüge dar und können als Randbedingungen der einzelnen diskreten Blöcke angesehen werden. Die Randbedingungen zwischen diesen Elementen beschreiben weiter wie das Material zusammengesetzt ist. So können wir über die Randbedingungen zum Beispiel die Gleit- oder Reibungseigenschaften zwischen zwei Elementen definieren.

Um von diskreten Elementen zu sprechen, müssen nach Cundall und Hart (1992) zwei Bedingungen erfüllt werden:

- Endliche Verschiebungen und Rotationen diskreter Körper sind möglich, einschließlich vollständiger Ablösung
- Neue Kontakte werden im Verlauf der Berechnung automatisch erkannt

5.2 3DEC Version 5.2

Die in dieser Arbeit untersuchte Felsböschung wurde mit Hilfe der Simulationssoftware 3DEC Version 5.2 von ITASCA Consulting Group erstellt. 3DEC ist ein numerisches Modellierungspaket für dreidimensionale Analysen und wurde vorrangig für Problemstellungen in der Geomechanik und im Montanwesen entwickelt. Die Software basiert auf der sogenannten Diskrete Elemente Methode (DEM) und eignet sich deshalb für diskontinuumsmechanische Modellierungsaufgaben in der Geomechanik wie zum Beispiel die Untersuchung einer geklüfteten Felsmasse unter statischer oder dynamischer Belastung. Neben den angesprochenen diskontinuumsmechanischen Lösungsansätzen können auch kontinuumsmechanische Simulationen durchgeführt werden, vergleiche Cundall und Hart (1992).

5.2.1 Allgemeine Vorgehensweise

Jedem Element wird eine bestimmte Startgeometrie, sowie eine Anfangsgeschwindigkeit zugewiesen. Anschließend wird die Resultierende aller Kräfte zwischen den einzelnen Teilchen kalkuliert. Dies sind in gegenständlichen Fall vor allem Interaktionskräfte zwischen den Elementen, Reibungskräfte und Kohäsion, sowie die Gravitationskraft. Anschließend werden alle Kräfte über die Newtonschen Bewegungsgleichungen numerisch integriert und eine neue Position sowie eine neue Elementgeschwindigkeit errechnet. Dies wird in einer Schleife für jedes Partikel wiederholt, bis der angegebene Simulationszeitraum beendet ist, siehe Bićanić (2007).

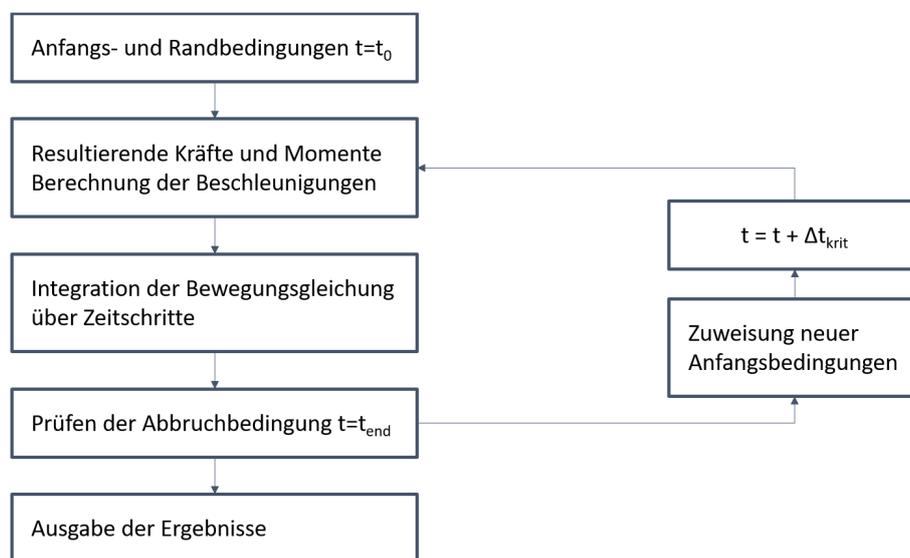


Abb. 5.2: Vereinfachte Übersicht der Berechnungsschleife der Diskreten Elemente Methode, angelehnt an Itasca Consulting Group (2016)

5.2.2 Zeitdiskretisierung

3DEC löst die translatorischen und rotatorischen Differentialgleichungen und beschreibt somit eine vollständige Bewegung eines starren Körpers im Raum. Die Differentialgleichungen werden über die Zeit integriert, wobei die Zeit über einzelne Zeitschritte dargestellt wird. Diese müssen, um eine numerische Stabilität sowie eine ausreichende Genauigkeit zu garantieren, kleiner als die Kontaktzeit sein. Der kritische Zeitschritt um Stabilität bei der Berechnung von Blockdeformationen zu ermitteln wird in Gleichung 5.1 dargestellt. Diese kritische Zeitschrittweite orientiert sich am Verhältnis von Masse zu Steifigkeit und somit an der höchsten Eigenfrequenz ω_{max} eines linear elastischen Systems.

$$\Delta t_n = 2 \min \sqrt{\frac{m_i}{k_i}} \quad (5.1)$$

mit:

m_i = ist die dem Knoten i zugeordnete Masse

k_i = die Steifigkeit der Elemente um den Knoten

Die Steifigkeit k_i ergibt sich dabei aus der Steifigkeit des Blocks k_{zi} , beispielsweise der Steifigkeit des intakten Gesteins, und der Steifigkeit der umgebenden Trennflächen k_{ji} .

$$k_i = \sum (k_{zi} + k_{ji}) \quad (5.2)$$

Der kritische Zeitschritt bei die Interaktion zwischen zwei Blöcken ergibt sich zu:

$$\Delta t_b = 2 \sqrt{\frac{M_{min}}{K_{max}}} \quad (5.3)$$

mit:

M_{min} = Masse des kleinsten Blockes im System

K_{max} = Die maximale Steifigkeit der Kontaktfläche

Der kritische Zeitschritt für die Integration der Bewegungsgleichungen ist der kleinere der beiden in Gleichung 5.1 bzw. Gleichung 5.3 errechneten Werte:

$$\Delta t = \min(\Delta t_n, \Delta t_b) \quad (5.4)$$

5.2.3 Kontakterkennung

In einem ersten Berechnungsschritt wird untersucht, welche Blöcke miteinander interagieren. Zuerst muss die Position aller Blöcke bekannt sein. Hierzu wird der Raum, in dem sich die Blöcke befinden in Bereiche eingeteilt, dieses Zuordnen und Suchen eines Bereichs wird *Cell Mapping and Searching* genannt, siehe *Manual 3DEC - Three-Dimensional Distinct Element Code, Ver. 5.2*. Ist der Aufenthaltspunkt der Blöcke bekannt kann berechnet werden welche Blöcke im Modell benachbart sind. Nachdem zwei Blöcke als Nachbarn erkannt wurden, wird kontrolliert ob sich die Blöcke berühren. Dieses Erkennen der Kontakte wird *Contact Detection* genannt und geschieht über eine Toleranzgrenze. Anschließend wird die Art des Kontaktes bestimmt. Es können sich Ecken (*vertex*), Flächen (*face*) und Kanten (*edges*) eines Blocks in jeder Kombination berühren. Man spricht zum Beispiel von einem *edge-to-face*-Kontakt oder einem *edge-to-edge*-Kontakt wie in Abbildung 5.3 dargestellt.

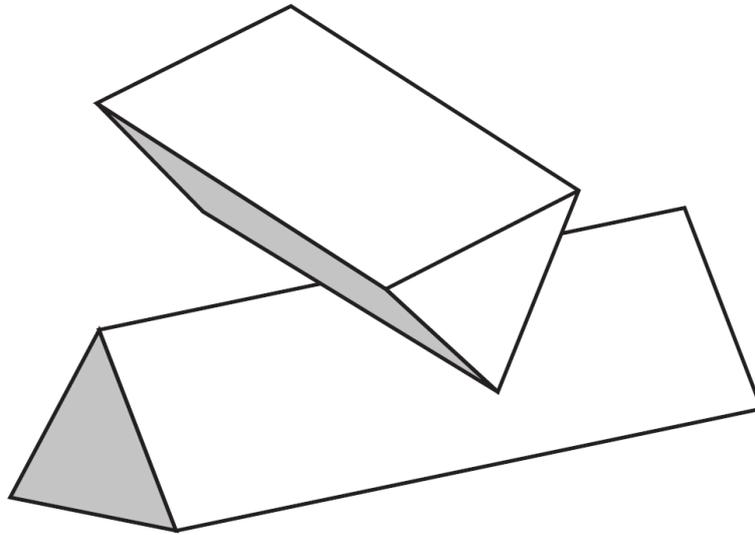


Abb. 5.3: Beispiel eines *edge-to-edge*-Kontakts, siehe Itasca Consulting Group (2016)

Die Anzahl der möglichen Kontaktarten, bei einem Block a und einem Block b ist somit:

$$n = (v_a + e_a + f_a)(v_b + e_b + f_b) \quad (5.5)$$

mit:

n = Anzahl der Kontaktmöglichkeiten

v = Anzahl der Eckpunkte (vertex)

e = Anzahl der Kanten (edge)

f = Anzahl der Flächen (face)

Für ein besseres Verständnis sowie einer anschaulicheren Erklärung der Kontakterkennung werden folgend zwei Würfel betrachtet. Nach Gleichung 5.5 haben zwei Würfel mit jeweils $v_a = v_b = 8$ Eckpunkten, $e_a = e_b = 12$ Kanten und $f_a = f_b = 6$ Flächen somit $n = 676$ verschiedene Kontaktmöglichkeiten. Die Berechnungszeit der Kontakterkennung kann erheblich reduziert werden, wenn man erkennt, dass nicht alle dieser Kontaktmöglichkeiten unabhängig voneinander sind. Zwei Würfel müssen somit nur auf *vertex-to-face*-Kontakt und *edge-to-edge*-Kontakt geprüft werden. Alle anderen Kombination ergeben sich wie folgt:

- Ein *face-to-face*-Kontakt ergibt sich aus drei oder mehr *edge-to-edge*-Kontakten, oder drei oder mehr *vertex-to-face*-Kontakten.
- Ein *vertex-to-vertex*-Kontakt: Ergibt sich, wenn drei oder mehr *vertex-to-face*-Kontakte an der selben Position bestehen.

- Ein *vertex-to-edge*-Kontakt ergibt sich, wenn zwei *vertex-to-face*-Kontakte an der selben Position bestehen.
- Ein *edge-to-face*-Kontakt ergibt sich, wenn zwei *edge-to-edge*-Kontakte zwischen zwei Blöcken bestehen.

Die Anzahl der möglichen Kontaktarten reduziert sich somit nach Gleichung 5.6 auf $n = 240$.

$$n = v_a f_b + v_b f_a + e_a f_b + e_b f_a \quad (5.6)$$

Um die Berechnungszeit zu verkürzen und den Kontakt zweier Blöcke einfacher ermitteln zu können, wird zwischen zwei Blöcken eine gemeinsame Ebene eingeführt. Dieser Vorgang wird auch *Common Plane Detection* genannt, vergleiche *Manual 3DEC - Three-Dimensional Distinct Element Code, Ver. 5.2*. Diese Ebene passt sich bei jeder Bewegung an die Blöcke an und befindet sich immer in der Mitte zwischen zwei Blöcken, auch wenn sich diese nicht berühren. Wenn sich ein Kontakt mit einem Block und der Fläche ergibt, berühren sich dadurch auch automatisch beide Blöcke. Da in 3DEC alle Blöcke konvex sind, muss nur mehr auf die *vertex-to-plane*-Kontaktart geprüft werden. Die Anzahl der verschiedenen Möglichkeiten einen Kontakts zwischen zwei Würfeln mit jeweils $v_a = v_b = 8$ Eckpunkten reduziert sich somit nach Gleichung 5.7 auf $n = 12$

$$n = v_a + v_b \quad (5.7)$$

5.2.4 Bewegung starrer Körper

Im folgenden Kapitel werden die Methoden und Gleichungen zur Beschreibung der Bewegung eines starren Körpers aufgeführt Itasca Consulting Group (2016). Um die Kinematik eines starren Körpers vollständig zu beschreiben, brauchen wir sowohl translatorische als auch rotatorische Bewegungsgleichungen. Gleichung 5.8 beschreibt die rein translatorische Bewegung eines starren Körpers.

$$\ddot{x}_i + \alpha \dot{x}_i = \frac{F_i}{m} + g_i \quad (5.8)$$

mit:

\ddot{x}_i = Beschleunigung des Blockmittelpunktes

\dot{x}_i = Geschwindigkeit des Blockmittelpunktes

α = viskose Dämpfungskonstante (in Abhängigkeit zur Masse)

F_i = Summe der auf den Block einwirkenden Kräfte (Äußere Kräfte und Kräfte resultierend aus dem Kontakt)

m = Blockmasse

g_i = Vektor der Erdbeschleunigung

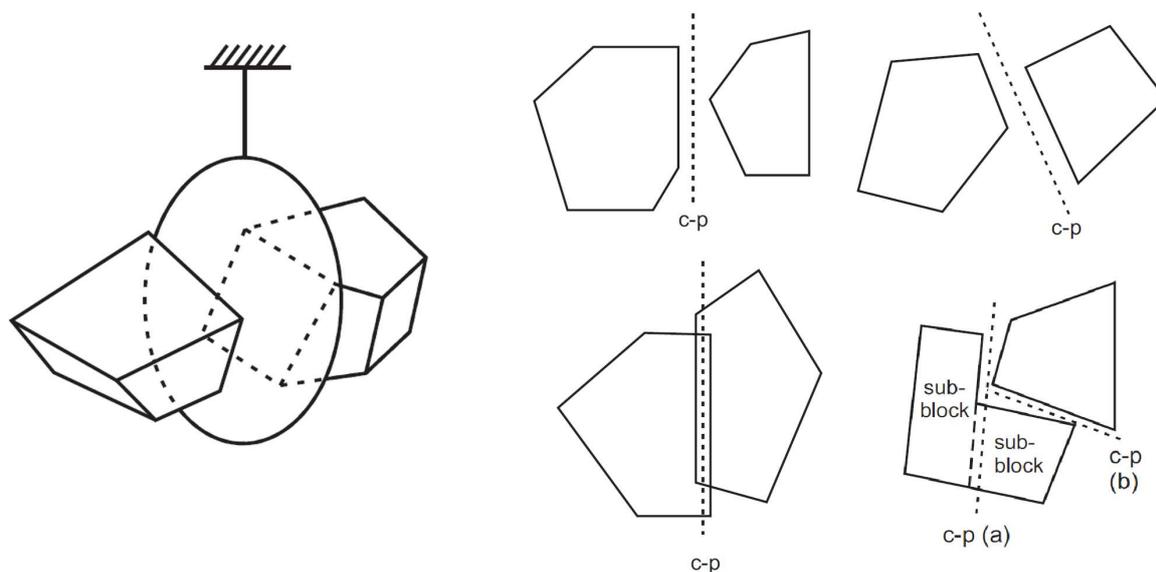


Abb. 5.4: Beispiel der *Common Plane* zwischen zwei Blöcken, siehe Itasca Consulting Group (2016)

Die Eulerschen Kreisgleichungen 5.9 beschreiben den rein rotatorischen ungedämpften Bewegungsanteil eines starren Körpers.

$$\begin{aligned}
 I_1 \dot{\omega}_1 + (I_3 - I_2) \omega_3 \omega_2 &= M_1 \\
 I_2 \dot{\omega}_2 + (I_1 - I_3) \omega_1 \omega_3 &= M_2 \\
 I_3 \dot{\omega}_3 + (I_2 - I_1) \omega_2 \omega_1 &= M_3
 \end{aligned} \tag{5.9}$$

mit:

- I_i = Hauptträgheitsmomente des Blockes
- $\dot{\omega}_i$ = Winkelbeschleunigung bezogen auf die Hauptachsen
- ω_i = Winkelgeschwindigkeit bezogen auf die Hauptachsen
- M_i = Drehmoment des Blockes bezogen auf die Hauptachsen

Für eine Starrkörperbewegung kann der rotatorische Anteil, siehe Gleichung 5.9 vereinfacht werden. Aufgrund eines kleinen Zeitschrittes sind die betrachteten Winkelgeschwindigkeit sehr klein, weshalb der nicht lineare Anteil vernachlässigt werden darf. Die Trägheitskräfte eines Blockes sind relativ zu den Gesamtkräften auf einen Block klein. Deshalb fließt in 3DEC nur ein angenähertes Trägheitsmoment I_i in die Berechnung ein. Die Hauptträgheitsachsen werden nicht exakt bestimmt, sondern aus dem durchschnittlichen Abstand von Blockzentrum

zu Eckpunkt angenähert. Mit diesen Vereinfachungen sowie der Einführung einer viskosen Dämpfungskonstante α ergeben sich die Gleichungen 5.9 bezogen auf ein globales Achsensystem wie folgt:

$$\dot{\omega}_i + \alpha\omega_i = \frac{M_i}{I} \quad (5.10)$$

Die so erhaltene translatorische Bewegungsgleichungen 5.9 und rotatorische Bewegungsgleichung 5.10 werden anschließend nach der Zeit integriert. Für den Zeitpunkt t erhalten wir somit die translatorischen Geschwindigkeiten $\dot{x}_i(t)$ und die Winkelgeschwindigkeiten $\omega_i(t)$:

$$\dot{x}_i(t) = \frac{1}{2} \left[\dot{x}_i \left[t - \frac{\Delta t}{2} \right] + \dot{x}_i \left[t + \frac{\Delta t}{2} \right] \right] \quad (5.11)$$

$$\omega_i(t) = \frac{1}{2} \left[\omega_i \left[t - \frac{\Delta t}{2} \right] + \omega_i \left[t + \frac{\Delta t}{2} \right] \right] \quad (5.12)$$

Die translatorischen Beschleunigungen $\ddot{x}_i(t)$ und Winkelbeschleunigungen $\dot{\omega}_i(t)$ ergeben sich zu:

$$\ddot{x}_i(t) = \frac{1}{\Delta t} \left[\dot{x}_i \left[t + \frac{\Delta t}{2} \right] - \dot{x}_i \left[t - \frac{\Delta t}{2} \right] \right] \quad (5.13)$$

$$\dot{\omega}_i(t) = \frac{1}{\Delta t} \left[\omega_i \left[t + \frac{\Delta t}{2} \right] - \omega_i \left[t - \frac{\Delta t}{2} \right] \right] \quad (5.14)$$

Einsetzen der Gleichungen 5.11 bis 5.14 in die allgemeinen Bewegungsgleichungen 5.8 und 5.10 und lösen der so entstandenen Gleichungen für den Zeitpunkt $t + \frac{\Delta t}{2}$ ergibt:

$$\dot{x}_i \left(t + \frac{\Delta t}{2} \right) = \left[D_1 \dot{x}_i \left(t - \frac{\Delta t}{2} \right) + \left(\frac{F_i(t)}{m} + g_i \right) \Delta t \right] D_2 \quad (5.15)$$

$$\dot{\omega}_i \left(t + \frac{\Delta t}{2} \right) = \left[D_1 \omega_i \left(t - \frac{\Delta t}{2} \right) + \left(\frac{M_i(t)}{m} \Delta t \right) \right] D_2 \quad (5.16)$$

mit:

$$D_1 = 1 - \left(\alpha \frac{\Delta t}{2} \right) \quad (5.17)$$

$$D_2 = \frac{1}{1 + \alpha \frac{\Delta t}{2}} \quad (5.18)$$

Die Translationszunahme Δx_i und die Rotationszunahme $\Delta \theta_i$ zu jeden Zeitschritt betragen somit:

$$\Delta x_i = \dot{x}_i \left(t + \frac{\Delta t}{2} \right) \Delta t \quad (5.19)$$

$$\Delta \theta_i = \omega_i \left(t + \frac{\Delta t}{2} \right) \Delta t \quad (5.20)$$

Die neue Position nach dem kritischen Zeitschritt des Blockschwerpunktes beträgt:

$$x_i(t + \Delta t) = x_i(t) + \Delta x_i \quad (5.21)$$

Die Summe aller Kräfte F_i sowie die Summe aller Momente M_i werden bei jedem neuen Berechnungszyklus, nachdem die neue Position bestimmt wurde, wieder auf Null gesetzt.

Die Diskrete Elemente Methode ist eine leistungsstarke Methodik, um Versuche von granulären Materialien in situ als auch im Labor nachvollziehen zu können und bietet sich bei entsprechender Rechenleistung ebenso an große Massensturzereignisse zu untersuchen, simulieren und letztendlich reproduzierbar zu machen. Die Diskrete Elemente Methode verfolgt einen analytischen Lösungsansatz und distanziert sich von empirischen Abschätzungen konventioneller Methoden, dadurch konnte man in den letzten Jahren verstärkt Einsichten in bis dato schwer zugängliche Problemstellungen gewinnen. Nachteile der Diskreten Elemente Methode sind die mit der Größe und Genauigkeit in der Modellbildung stark ansteigende Rechenleistung. Es gilt wie immer in den ingenieurtechnischen Disziplinen reale Problemstellungen zu diskretisieren und berechenbar zu machen. Diese Idealisierungen führen meist zu Vereinfachungen, welche wiederum oft zu einer fehlenden Wirklichkeitsnähe führen, siehe Hoek und Brown (1980). Weitere Schwierigkeiten betreffen vor allem die Modellbildung, sowie die Kalibrierung der oft unbekanntem Eingangsparameter.

5.2.5 Stabilitätsanalyse via Strength-Reduction Method

Ziel der Aufgabenstellung war es einen globalen Sicherheitsfaktor gegen Abgleiten des Keils zu bestimmen. Dazu wurde die sogenannte Strength Reduction Method in die Routine inkludiert, siehe dazu Griffiths und Lane (2001) und Dawson et al. (1999). Am häufigsten wird die Methode verwendet um einen Sicherheitsfaktor gegen Versagen einer Felsböschung zu ermitteln. In 3DEC kommt die Methode hauptsächlich für die Analyse der Festigkeitsparameter in Kombination mit dem Mohr-Coulombschen Versagenskriterium zum Einsatz, siehe Zienkiewicz et al. (1975). Der Sicherheitsfaktor lässt sich aus dem Verhältnis von einem aktuellen Wert eines Parameter zum kritischen Wert des Parameters ausdrücken, bei welchem Versagen eintritt. Die Parameter können sich auf Festigkeitseigenschaften einer Felsböschung beziehen aber auch auf geometrische Größen wie zum Beispiel die kritische Böschungshöhe oder äußere Belastungen. Per Definition weist ein Sicherheitsfaktor größer eins auf stabile Bedingungen hin, bei einem Sicherheitsfaktor kleiner eins findet Versagen statt.

Der Sicherheitsfaktor wird bei der Strength Reduction Method durch das stete Reduzieren der Scherfestigkeit im untersuchten Material bestimmt. Ist der Faktor gleich eins liegt das Grenzgleichgewicht vor. Für das Mohr-Coulombsche Versagenskriterium ergibt sich:

$$c^{Probe} = \frac{1}{F^{Probe}} c \quad (5.22)$$

$$\phi^{Probe} = \arctan \left(\frac{1}{F^{Probe}} \tan \phi \right) \quad (5.23)$$

mit:

- c = : Kohäsion im System
- ϕ = : Reibungswinkel im System
- c^{Probe} = : Ermittelte Kohäsion
- ϕ^{Probe} = : Ermittelter Reibungswinkel
- F^{Probe} = : Reduction Factor

Es werden eine Serie an Simulationen durchgeführt bis in der Felsböschung Versagen eintritt. Um den Sicherheitsfaktor zu finden wird die Kohäsion und der Reibungswinkel in Gleichung 5.22 und 5.23 kontinuierlich abgemindert bis Versagen eintritt. In unserem Fall tritt Versagen ein, wenn der Keil auf der Gleitfläche ins Rutschen gerät.

5.2.6 Coulomb-Slip Joint Model

Das grundlegende konstitutive Modell für Trennflächen in 3DEC ist eine Verallgemeinerung des Coulombschen Reibungsgesetzes. Angewendet kann es für starre als auch für verformbare Blöcke werden. In der Kalkulation werden sowohl Scherversagen als auch das Versagen auf Zug berücksichtigt. Dilatation in den Trennflächen fließt ebenfalls in die Berechnung mit ein, siehe Itasca Consulting Group (2016).

Im elastischen Bereich wird das Verhalten von der Normalsteifigkeit K_n und der Schersteifigkeit K_s beherrscht. Für eine intakte Trennfläche, ohne bereits erfolgtes Gleiten, ergibt sich die maximale Zugspannung zu:

$$T_{max} = -T A_c \quad (5.24)$$

mit:

T = : Zugfestigkeit

A_c = : Kontaktfläche

Die maximale Scherkraft ist gegeben durch:

$$F_{max}^s = c A_c + F^n \tan \phi \quad (5.25)$$

mit:

c = : Kohäsion in der Trennfläche

ϕ = : Reibungswinkel in der Trennfläche

F^n = : Normalkraft

Findet in einer Trennfläche Scher- oder Zugversagen statt wird die Zugfestigkeit T_{max} und die Kohäsion c null. Daraus folgt ein plötzlicher Festigkeitsverlust sobald eine Gleitung auftritt.

$$T_{max} = 0 \quad (5.26)$$

$$F_{max}^s = c A_c + F^n \tan \phi \quad (5.27)$$

Dilatation findet nur dann statt, wenn auch eine Gleitung zwischen zwei Blöcken stattfindet. Die inkrementell zunehmende Verschiebung zufolge Dilatation ist abhängig vom Dilatationswinkel ψ und beträgt:

$$\Delta U^n(dil) = \Delta U^s \tan \psi \quad (5.28)$$

In der Realität zeigen Trennflächen eine Verringerung des Dilatationswinkels ψ wenn man sich dem residualen Reibungszustand nähert. Eine unendliche Dilatation wird durch eine begrenzte Scherverschiebung verhindert. Wird die maximale Scherverschiebung U_{lim}^s erreicht, wird der Dilatationswinkel gleich null gesetzt. In Abbildung 5.5 wird das Coulomb Slip Model für eine Kohäsion $c = 0$ dargestellt. In der oberen Abbildung erkennt man die Zunahme der Scherspannung τ_s und Scherverschiebung u_s bei zunehmender Normalspannung σ_n . Die untere Abbildung zeigt, dass bei Erreichen der maximalen Scherverschiebung U_{lim}^s der Dilatationswinkel ψ gleich null gesetzt wird.

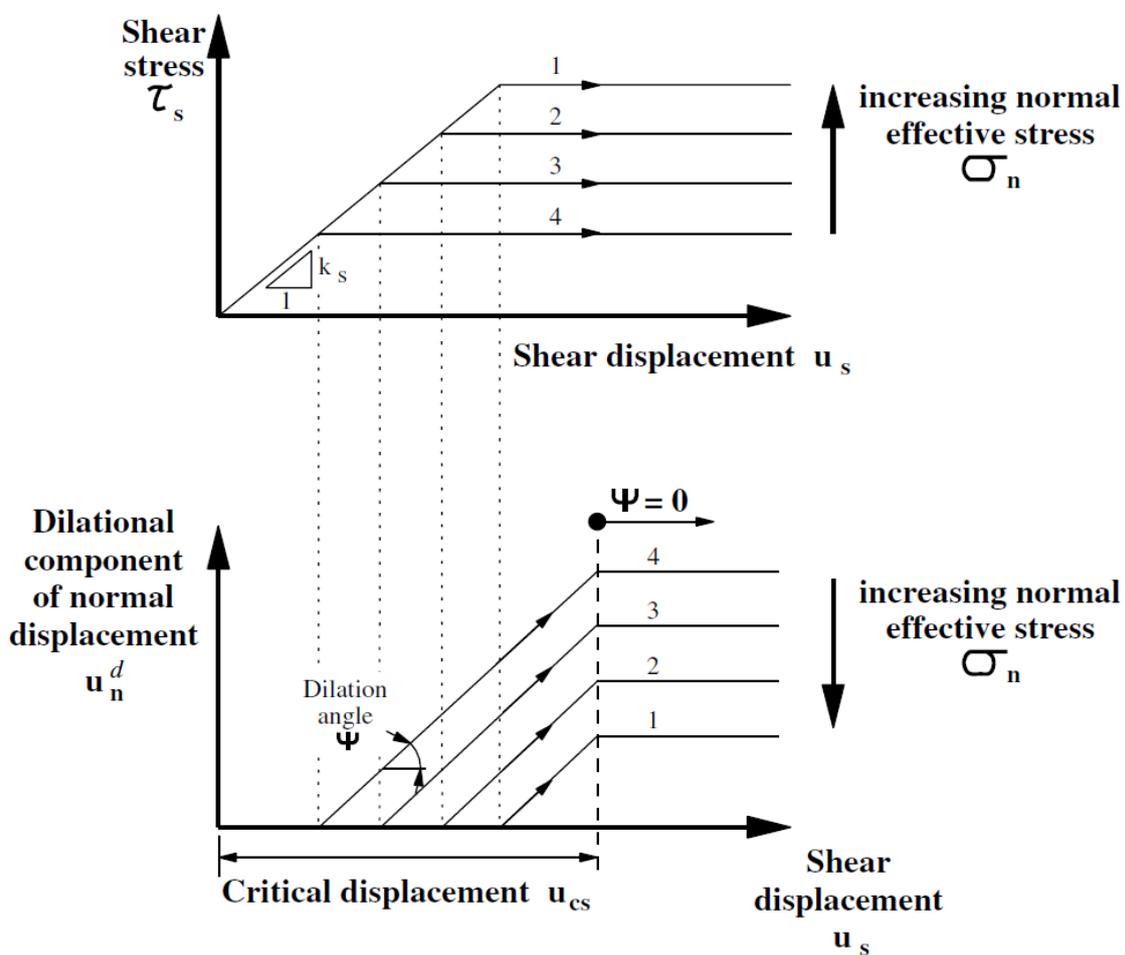


Abb. 5.5: Coulomb Slip Model für eine Kohäsion $c = 0$ dar, vergleiche Itasca Consulting Group (2016)

6 Synthetic Rock Mass Model

Das Verhalten von Fels bzw. Gebirge wird von den Eigenschaften des intakten Gesteinsmaterials und den üblicherweise gering festeren Trennflächen, welche in diesem intakten Material eingebettet sind, bestimmt. Unter Diskontinuitäten werden hierbei Spalten, Risse, Klüfte, Schichtungen, Verwerfungen, Störungen und sonstige Fehler im intakten Gestein bezeichnet. Diese Sollbruchstellen im Material induzieren einen sogenannten Maßstabeffekt. Abbildung 6.1 versucht diesen Sachverhalt zu veranschaulichen: Abhängig vom betrachteten Maßstab, zum Beispiel eines Bauwerks in Relation zur geklüfteten Felsmasse, hat das Gebirge eine unterschiedliche Gebirgsfestigkeit und kann als Kontinuum oder Diskontinuum betrachtet werden. Eine geklüftete Felsmasse und den damit einhergehenden Maßstabeffekt analytisch oder numerisch zu beschreiben war lange eine ungelöste Problemstellung. Empirische Methoden, siehe Bieniawski (1978) oder Hoek und Brown (1997) konnten sich aufgrund ihrer Einfachheit und schnellen Anwendung in der Praxis durchsetzen, waren aber nicht in der Lage die Problematik rational erklären, sondern nur zufolge Erfahrungen und Beobachtungen abschätzen. Eine numerische Simulation stellt im Gegensatz zu den empirischen Methoden ein nachvollziehbares Berechnungsverfahren dar.

Das sogenannte Synthetic Rock Mass (SRM) Model beschreibt die numerische diskontinuierliche Modellierung des Gebirges. Grundsätzlich kann es sich dabei entweder um eine reale Problemstellung in der Felsmechanik, einen Versuchsaufbau oder einer rein theoretischen Fragestellung handeln. Das zu untersuchende geklüftete Gebirge wird im Wesentlichen mit Hilfe einer Ansammlung von diskreten Blöcken, welche über ihre Trennflächen zueinander in Beziehung stehen, modelliert. Das Gebirgsverhalten kann durch die Diskrete Elemente Methode und den damit erlaubten großen Verschiebungen realistisch simuliert werden, vergleiche Cundall (1971b). Um die Gebirgsfestigkeit besser abschätzen zu können ist es nötig die mechanischen Materialparameter des intakten Gesteins als auch die mechanischen Eigenschaften der eingeschriebenen Trennflächen zu kennen. Grundlage dieser Kennwerte sind geotechnische Laborversuche. Ein weiterer wesentlicher Punkt sind detaillierte Kenntnisse über das in situ Trennflächengefüge. Informationen bezüglich der Geometrie, Orientierung, Intensität und Größe der Klufscharen können beispielsweise über Begehungen gewonnen werden.

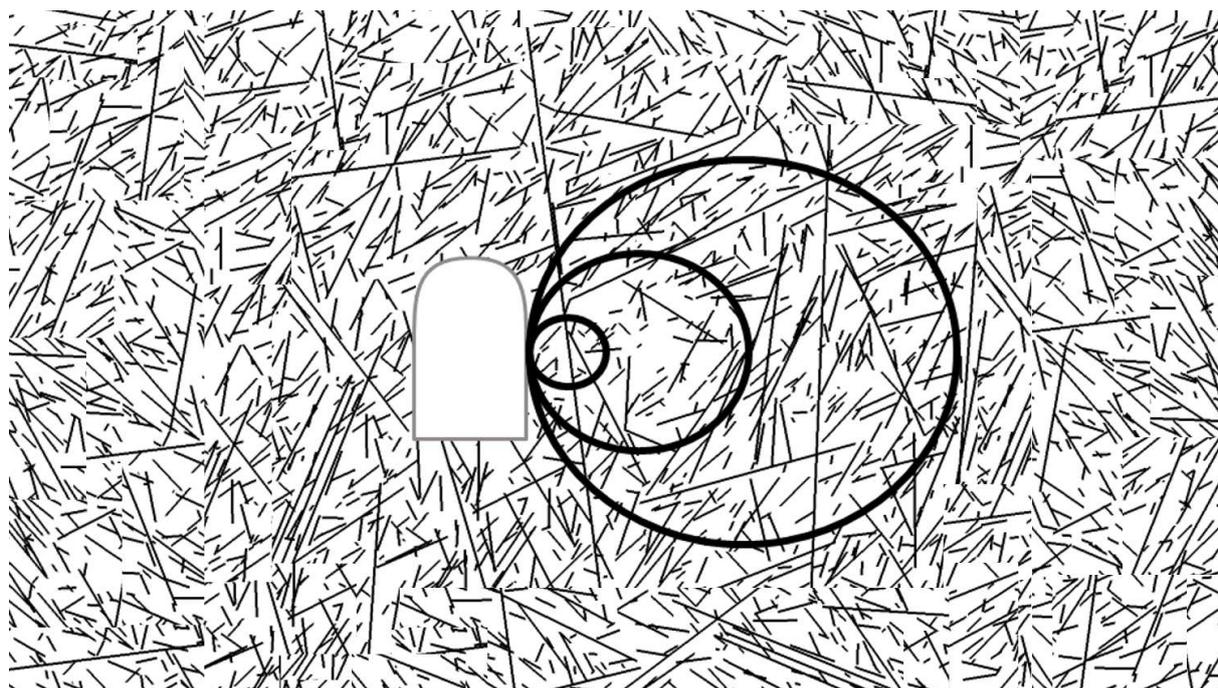


Abb. 6.1: Maßstabseffekt: Abhängig vom betrachteten Maßstab verändern sich die Festigkeitseigenschaften der Felsmasse, Abbildung angelehnt an Hoek (1983)

In den vergangenen Jahren hat sich das Synthetic Rock Mass Model als eine hilfreiche Methode bewährt, um das reale Verhalten einer Gebirgsmasse zu simulieren, siehe Turichshev und Hadjigeorgiou (2017). Einer der großen Vorteile dabei ist die Gebirgsfestigkeit im wahren Maßstab darzustellen zu können. Dies ist möglich da die einzelnen Blöcke und Trennflächen naturgetreu und diskret modelliert werden. Die in situ und mittels geotechnischer Versuche ermittelten lokalen Materialparameter und Kluftcharakteristika werden so detailliert wie möglich in das Modell übertragen. Entscheidend für ein möglichst reales digitales Modell ist die korrekte Abschätzung der Maßstabeffekte bezüglich repräsentativer Größe, Gebirgsfestigkeit und Trennflächengefüge. Mit Hilfe eines Synthetic Rock Mass Models können die Auswirkungen bestehender Trennflächen und die Bildung neuer Trennflächen simulieren und untersucht werden. Somit werden die charakteristischen Merkmale eines Gebirges explizit im Modell dargestellt und können numerisch nachvollzogen werden.

7 Discrete Fracture Network

Das Verhalten eines Felskörpers wird neben der Gesteinsart und somit den Materialeigenschaften des Gesteins maßgeblich vom Trennflächengefüge beeinflusst. Aus diesem Grund ist für eine digitale Modellierung einer Felsmasse eine akkurate Modellierung des Trennflächengefüges wesentlich. Für die meisten Problemstellungen in den technischen Disziplinen der Ingenieurgeologie und der angewandten Felsmechanik, werden Klüfte im Gestein deterministisch modelliert. Dazu werden tatsächliche Klüfte in situ dokumentiert und deren genaue Lage und Orientierung (Streichen und Fallen) in das jeweilige Model eingetragen. Dieser Vorgang ist meist sehr arbeitsintensiv weshalb für gewöhnlich nur relativ kleine Bereiche untersucht werden können oder nur auf die maßgebenden Klüfte Rücksicht genommen werden kann. Um ein Kluftsystem in seiner Gesamtheit besser darstellen zu können gibt es die Möglichkeit das Trennflächengefüge mithilfe stochastischer Ansätze zu modellieren. Wir sprechen dabei von einem Discrete Fracture Network (DFN). Es handelt sich hierbei um eine statistische Beschreibung der geometrischen Eigenschaften eines Trennflächengefüges, vergleiche dazu Lei et al. (2017).

7.1 Methodik

In der Natur kommen einzelne Klüfte aufgrund ihrer Entstehungsgeschichte mit ähnlichen Orientierungen und in regelmäßigen Abständen vor. Klüfte mit solchen gemeinsamen Parametern werden zu Familien, den sogenannten Kluftscharen, zusammengefasst. Diese Gemeinsamkeiten sind jedoch niemals einheitlich oder konstant, sondern unterliegen einer statistischen Streuung. Für die Modellierung eines Discrete Fracture Networks gilt es diese statistische Streuung der Kluftcharakteristika herauszuarbeiten und in das Model zu implementieren. Die abgebildeten Klüfte in einem Model repräsentieren somit nicht mehr die wirklichen Klüfte im Gestein und das Trennflächengefüge ist nicht mehr eindeutig, siehe Einstein und Baecher (1983). Die modellierten Klüfte entsprechen den stochastischen Wahrscheinlichkeitsverteilungen der geometrischen Eigenschaften der wahren Klüfte. Die Trennflächen im Netzwerk werden diskret (separat) betrachtet. eben und mit einer endlichen Ausbreitung im Model dargestellt. Die einzelnen Trennflächen werden dabei im Modell als planare Scheiben abgebildet. Die Größe der abzubildenden Trennfläche wird über den Durchmesser dieser Scheibe bestimmt.

Die anschließend gemachten Angaben über die Vorgehensweise beziehen sich neben den allgemeinen Konzepten explizit auf das Softwarepaket 3DEC Version 5.2 von ITASCA, vergleiche Itasca Consulting Group (2016), einen in der Wissenschaft als auch in der Industrie weit verbreiteten Modellierungs-Programm.

Grundlage eines Discrete Fracture Networks sind geometrische Daten, welche direkt am jeweiligen Untersuchungsort aufgenommen werden. Um das reale Trennflächengefüge so wirklichkeitsgetreu wie möglich mit einem Modellierungs-Software abzubilden behelfen wir uns verschiedener Eingangsparameter. Für die Modellierung eines Discrete Fracture Networks in 3DEC sind folgende Trennflächencharakteristika von Bedeutung:

- Lage (Position)
- Orientierung (Orientation)
- Kluftgrößenverteilung (Fracture Size Distribution)
- Dichte oder Intensität einer Kluftschar (Density or Fracture Intensity)

Oftmals werden Kluftnetzwerke auch für die Strömungsanalyse herangezogen, hierbei spielen neben den bereits genannten Parametern die Kluftöffnung (Fracture Aperture) und das Durchlassvermögen (Fracture Transmissivity) eine große Bedeutung. Diese Parameter spielen für die in dieser Arbeit allerdings eine untergeordnete Rolle, daher wird auf sie nicht weiter eingegangen.

7.2 Datenerhebung

Eine direkte Untersuchung einer geklüfteten Felsmasse ist nicht möglich. Die oben aufgelisteten Eingangsparameter zur Modellierung eines Discrete Fracture Networks werden aus aktiven als auch passiven Erkundungsmethoden bestimmt. Informationen über die Orientierung des Kluftgefüges können bei Begehungen mit dem Geologenkompass aufgenommen werden und in das Modell implementiert werden. Die Photogrammetrie bietet weiter die Möglichkeit auch nicht begehbare Gebiete einfach zu erreichen. Über die zweidimensionale Aufschlusskartierung können die Kluftorientierungen, der Kluftabstand und die Länge der einzelnen Klüfte eingeschätzt werden. Dies allerdings nur auf der Oberfläche des zu untersuchenden Gebietes. Über eine eindimensionale Bohrlocherfassung können wir punktuell Informationen über den Kluftabstand und der Dichte des Trennflächensystems in der Tiefe ermitteln. Erkundungsmöglichkeiten wie zum Beispiel seismologische, elektrische oder magnetische Untersuchungen können theoretisch dreidimensionale Strukturen lokalisieren, auf Grund ihrer geringen Auflösungsgrenze können sie aber keine kleineren Trennflächen erfassen. Die Beschreibung eines Trennflächengefüges beruht

daher weitgehend auf Extrapolationen der Informationen aus den ein- bzw. zweidimensionalen Erkundungsmethoden auf den dreidimensionalen Raum.

7.3 Eingangsparmeter

7.3.1 Lage (Position)

Sind nur die geometrischen Eigenschaften des Trennflächengefüges bekannt, nicht aber die genaue Position der einzelnen Klüfte, kann diese als Gleich- oder Normalverteilt angenommen werden. Andernfalls gibt es auch die Möglichkeit den in situ aufgenommenen Klüften eine genaue Position im Modell zuzuweisen. Dazu müssen die Koordinaten der Klüfte in einer Datei festgehalten sein. Zudem bietet 3DEC die Möglichkeit an, eine beliebige benutzerdefinierte Verteilungsfunktion mittels FISH, der dort implementierten Programmiersprache, zu definieren.

7.3.2 Orientierung (Orientation)

Das Streichen und Fallen (Dip and Dip Direction) der einzelnen Klüfte kann, ähnlich wie die Position der Klüfte, Gleich- oder Normalverteilt modelliert werden. In situ aufgenommene Klüfte mit ähnlichen Orientierungen und regelmäßigen Abständen werden zu Klufscharen zusammengefasst. Die Wahrscheinlichkeitsverteilung der modellierten Klüfte soll dabei den dokumentierten Orientierungen in situ entsprechen. Bei einfacheren und klar ersichtlichen Trennflächengefügen kann durchaus eine vordefinierte Verteilung angenommen werden. Ist die Streuung der Orientierungen sehr komplex, sollte, wenn genügend Eingangsinformationen vorhanden sind, auf die Methode *Bootstrapping* zurückgegriffen werden. Hierbei wird eine statistische Wahrscheinlichkeitsverteilung aus den tatsächlichen in situ aufgenommenen Informationen generiert. Dabei werden wiederholt Statistiken auf der Grundlage lediglich einer Stichprobe, in unserem Fall die aufgenommenen Gefügedaten, berechnet. Die Methode bietet sich an, wenn die eigentliche Verteilung der Stichprobe nicht bekannt ist.

7.3.3 Kluftgrößenverteilung (Fracture Size Distribution)

Eine Trennfläche wird in 3DEC als Scheibe simuliert, die Größe dieser Scheibe wird dabei über den Durchmesser kontrolliert. Die Verteilung der Größe der Scheibendurchmesser kann erneut Gleich- oder Normalverteilt modelliert werden. Sind ausreichend Informationen über die Kluftgrößen der einzelnen Klufscharen vorhanden, können wir wiederum eine Verteilungsfunktion aus den aufgenommenen Daten erzeugen. Des weiteren besteht die Möglichkeit eine beliebige Verteilungsfunktion über FISH zu programmieren. Die Kluftgrößenverteilung gehorcht in der Natur oft einer Potenzfunktion, siehe Gutierrez und Youn (2015), weshalb es sich anbietet die

Kluftgröße mittels einer Potenzfunktion in das System zu implementieren. Die Potenzfunktion hat die Form:

$$n(l) = \alpha l^{-a} \quad (7.1)$$

mit:

$n(l)$ = Anzahl der Trennflächen (von der Kluftgröße abhängig)

α = Dichte des Trennflächengefüges

a = Exponent für die Skalierung

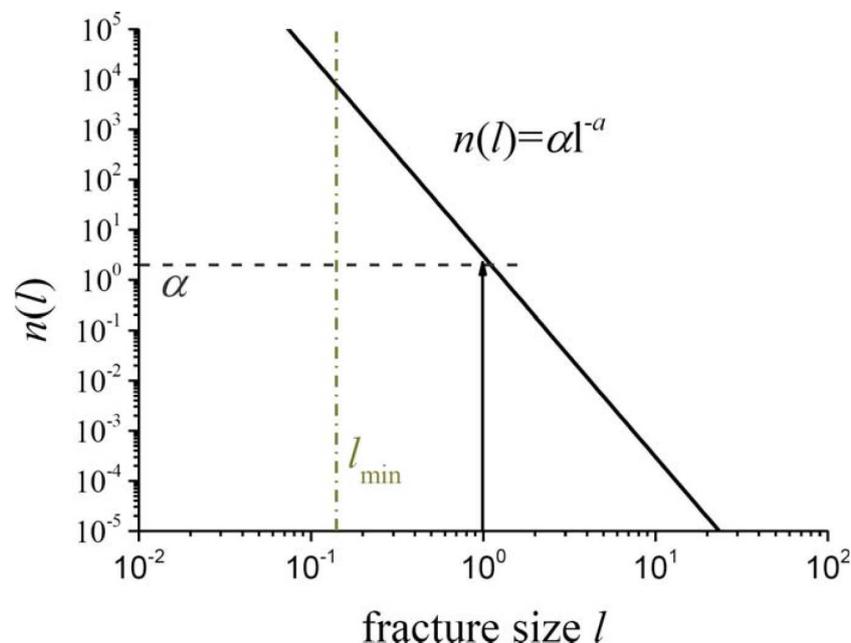


Abb. 7.1: Verteilung der Potenzfunktion in einem Logarithmischen Diagramm, aus *Manual 3DEC - Three-Dimensional Distinct Element Code, Ver. 5.2*.

und ist zwischen l_{\min} und l_{\max} definiert. In einem logarithmischen Diagramm, siehe Abbildung 7.1 erscheint die Potenzfunktion als Gerade. Hierbei definieren wir die Dichte der Kluftschar α , also die Anzahl der Klüfte pro Volumen siehe Abbildung 7.3. Der Exponent a gibt uns das Verhältnis von kleineren Kluftlängen zu größten Kluftlängen und bewegt sich ungefähr im Intervall: $3 < a < 4$. Mit dem Exponent a wird die Kluftlänge abhängig von der Kluftdichte kontrolliert, Abbildung 7.2 veranschaulicht diese Methode. Sollte die Verteilung der aufgenommenen Kluftgrößen keinem Potenzgesetz gehorchen bietet sich auch hier an mit der Methode Bootstrapping zu arbeiten.

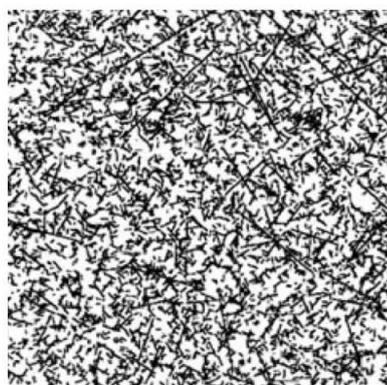
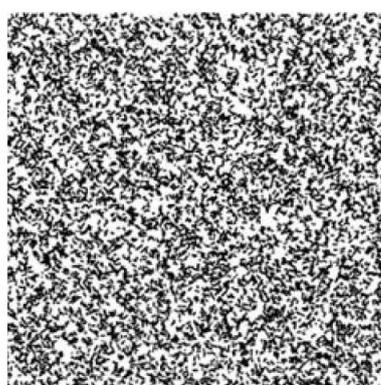
(a) Trennflächengefüge bei $a = 2$ (b) Trennflächengefüge bei $a = 3$ (c) Trennflächengefüge bei $a = 4$ (d) Trennflächengefüge bei $a = \infty$

Abb. 7.2: Schnitte aus einem DFN mit $l_{min} = 1$, $l_{max} = 100$ und einer Dichte $\alpha = 1$, variiert wird der Skalierungsexponent a , siehe Itasca Consulting Group (2016)

7.3.4 Dichte oder Intensität einer Kluftschar (Density or Fracture Intensity)

Die Dichte der Kluftschar p_{ij} ist ein wichtiger Faktor und wird aus vorangegangenen Untersuchung im Feld ermittelt. Wie bereits angesprochen können wir anhand eines Ausbisses im Fels oder einer Scanline Informationen zu Kluftnetzwerk ermitteln. Die Kluft Häufigkeit kann mittels der Kluftdichte oder der Kluftintensität beschrieben werden und mit dem p_{ij} -System kategorisiert werden. Der Index i bezieht sich auf die Dimension des betrachteten Bereichs, der Index j bezieht sich auf die Dimension der Erkundungsmethode. Die in der Praxis am weitesten verbreiteten Parameter sind die Kluftdichte und die Kluftintensität. Die Dichte eines Kluftsystems, in der Abbildung 7.3 gelb eingefärbt, ergibt sich so aus der Anzahl der Klüfte pro Volumen (p_{30}), pro Fläche (p_{20}) oder pro Längeneinheit (p_{10}). Die Kluftintensität, in Abbildung 7.3 grün eingefärbt wird aus der Fläche der Klüfte pro Volumeneinheit (p_{32}), der Länge der Klüfte pro

Flächeneinheit (p_{21}) oder der Anzahl der Klüfte pro Längeneinheit (p_{10}) ermittelt, vergleiche Lei et al. (2017). Die Porosität einer Probe ist eine dimensionslose Größe und ergibt sich aus der Öffnung der Klüfte pro Längeneinheit (p_{11}), der Fläche der Klüfte pro Flächeneinheit (p_{22}) oder dem Volumen der Klüfte pro Volumeneinheit (p_{33}).

		Dimension of Feature					
		0	1	2	3		
Dimension of Sample	Line	1	P_{10} Number of fractures per unit length [m^{-1}]	P_{11} Fracture aperture per unit length [-]			Linear Measures
	Area	2	P_{20} Number of fractures per unit area [m^{-2}]	P_{21} Length of fractures per unit area [m^{-1}]	P_{22} Area of fractures per unit area [-]		Areal Measures
	Volume	3	P_{30} Number of fractures per unit volume [m^{-3}]		P_{32} Area of fractures per unit volume [m^{-1}]	P_{33} Volume of fractures per unit volume [-]	Volumetric Measures
			Density		Intensity	Porosity	

Abb. 7.3: Verteilung der Potenzfunktion in einem Logarithmischen Diagramm, angelehnt an Itasca Consulting Group (2016)

8 Felssturz Vals

Am 24. Dezember 2017 ereignete sich gegen 18 Uhr Ortszeit im Valsertal in Tirol ein Felssturzereignis. Im untenstehenden Orthofoto, siehe Abbildung 8.2, befindet sich das näher zu untersuchende Arbeitsgebiet im Valsertal vor dem Felssturzereignis. Ein geschätztes Volumen von rund 117.000 m³ Felsgestein, vergleiche dazu Preh (2019), brach vom nördlichen Talhang im Ortsteil Unterwiese ab und begrub auf einem Abschnitt von circa 150 m Länge die Valser Landesstraße L 230 bis zu 8 m hoch unter Geröll. Die Ausläufer der Sturzmassen gelangten bis in das Bett des Valserbachs, die Gerölllawine selbst kam wenige Meter westlich des Jörglerhofs zum Stillstand. Es gab keine Verletzten und auch die unmittelbar anschließenden Wohngebäude blieben unversehrt. Entwarnung konnte vorerst von den verantwortlichen Behörden nicht gegeben werden, da bei Überflügen weitere Wandinbrüche beobachtet werden konnten. Aufgrund der Gefahr weiterer Felsabbrüche, musste das Sperrgebiet mehrmals ausgedehnt werden. Im weiteren Verlauf wurden zufolge der unklaren Gefährdungslage zwölf Gebäude mit insgesamt 36 Einwohnern im Siedlungsbereich Tummelers Sand evakuiert. Etwa 70 Personen blieben vom Jörglerhof bis Talschluss abgeschnitten, weshalb eine Umfahrung des gesperrten Straßenabschnittes der L 230 in den darauffolgenden Tagen eingerichtet werden musste.



(a) Schuttkegel und Abbruchstelle kurz nach dem Sturzprozess. Quelle: Tirol ORF.at



(b) Abgebrochener Berghang knapp 19 Monate nach dem Felssturzereignis. Quelle: Tiroler Tageszeitung

Abb. 8.1: Frontalansichten des Berghanges nach dem Felssturzereignis.

Der betroffene Berghang war den zuständigen Behörden als potentielle Gefahrenquelle bekannt. Maßnahmen zum Schutz der Bevölkerung vor Naturgefahren waren aus diesem Grund bereits in Planung gewesen. Der Hang gilt im Winter als stark lawinengefährdet und es kam in den wärmeren Monaten gehäuft zu Steinschlagereignissen. Landesgeologe Gunther Heißel erklärt in einer Pressemitteilung im ORF Österreich (2017), dass der Grund des Versagens eine Verkettung von verschiedenen Ursachen sei. Zum einen sind die steile Geländeböschung ein wesentlicher Faktor, zum anderen das Gestein selbst. Das Valsertal wird vom sogenannten Bündnerschiefer dominiert. Es handelt sich dabei um ein dunkles, aus feinkörnigen Tongesteinen bestehendes Material, das sowohl im nassen als auch im trockenen Zustand sehr rutschfähig ist. Letztlich sind wahrscheinlich die kontinuierlichen Temperaturschwankungen bei Tag und Nacht und die damit einhergehende Frostsprengung Auslöser des Felssturzes gewesen. Aus geologischer Sicht handelt es sich bei der Dimension dieses Massensturzes jedoch keinesfalls um eine Seltenheit oder gar um ein Jahrhundertereignis. Vergleichbare Ereignisse gibt es in Tirol alle fünf bis zehn Jahre. Am 18. Januar 2018 wurde der Assistenzeinsatz der österreichischen Bundeswehr beendet, vergleiche dazu Der Standard (2017). Alle Bewohner des betroffenen Gebietes konnten in ihre Häuser zurückkehren. Der gesperrte Abschnitt der Landesstraße wurde wieder freigegeben. Für die Zukunft sind geeignete Schutzmaßnahmen gegen Steinschlag und Lawinen geplant. Neben der Errichtung von Schutzdämmen sowie die Verstärkung der Steinschlagschutznetze wird auch die Trasse der Landesstraße L 230 neu verlegt. Der Beginn der Anbruchverbauung wird in den Jahren 2020/21 stattfinden.



Abb. 8.2: Orthofoto des Arbeitsgebietes. Der zu untersuchende Bereich wurde rot eingerahmt.
Quelle: Laser- und Luftbildatlas Tirol, <https://portal.tirol.gv.at>

8.1 Geografischer Überblick

Das Valsertal ist ein Seitental des Wipptals in Nordtirol in Österreich und befindet sich nahe der Grenze zu Italien, siehe Abbildung 8.3. Das gesamte Tal liegt im Valsler Gemeindegebiet und hat eine Ausdehnung von circa 48,7 km². Durch das Valsertal verläuft die Landesstraße L230, eine circa 5 km lange Straße, welche Außervals und Innervals miteinander verbindet. Das Valsertal ist entlang dieser Straße zerstreut besiedelt und hat nach einer Einwohnerzählung von ungefähr 541 Einwohner. Weitere Informationen zum Gemeindegebiet Vals sowie der aktuellen Bevölkerungszahl werden von der Bundesanstalt für Statistik Österreich (2019) bereitgestellt.



(a) Gemeinde Vals in Österreich. Quelle: Wikimedia Commons



(b) Das Valsertal in Tirol. Quelle: Wikimedia Commons

Abb. 8.3: Lage der Gemeinde Vals und des Valsertales. In den Abbildungen jeweils rot gekennzeichnet.

Ausgehend von St. Jodok verläuft es ausgehend bei ungefähr 1100m ü. d. M. für ungefähr sechs Kilometer allmählich ansteigend in südöstlicher, östlicher Richtung auf eine Höhe von ungefähr 1500 m ü. d. M. nach Innervals. Der Tuxer Hauptkamm in den Zillertaler Alpen, welcher auch den Talschluss bildet, stellt mit dem Opperer mit einer Höhe von 3476 m. ü. M. die höchste Erhebung des Valsertales dar. Der Tuxer Hauptkamm mündet in südlicher Richtung in den Alpenhauptkamm, welcher die Grenze zu Südtirol in Italien darstellt.

Durch das Tal fließt der Valsler Bach, welcher aus dem Zusammenfluss von Alpeiner Bach und Zeischbach entsteht. Der Bach hat damit laut Tiroler Raumordnungs- und Informationssystem (2006) ein Einzugsgebiet von ungefähr 110,3 km² beginnend am Tuxer Hauptkamm bis südlich hin zur italienischen Grenze.

8.2 Geologie im Arbeitsgebiet

8.2.1 Geologie und Tektonik des Tauernfensters

Geologisch betrachtet liegt das Valsertal am westlichen Rand des sogenannten Tauernfensters, dem größten tektonischen Fenster in den Ostalpen. Das Tauernfenster bezeichnet eine geologische Region in den Zentralalpen in Österreich, in der nach Krainer (2005) penninische Decken und möglicherweise auch helvetische Decken aufgeschlossen sind. Der ehemalige Grund des Penninischen Ozeans bildet die Ausgangslage der heute im Tauernfenster aufgeschlossenen Gesteine. Das Gebiet wurde im Zeitraum Oberer Jura bis Unterkreide vor ungefähr 150 Millionen Jahren deckenartig von den Gesteinsformationen des Ostalpins überschoben und dadurch subduziert, siehe Oberhauser et al. (1980). Durch die andauernde Hebung der Alpen und damit auch des Tauernfensters in Kombination mit physikalischen Prozessen wie die Verwitterung und Abtragung kam das Tauernfenster erneut an die Oberfläche.

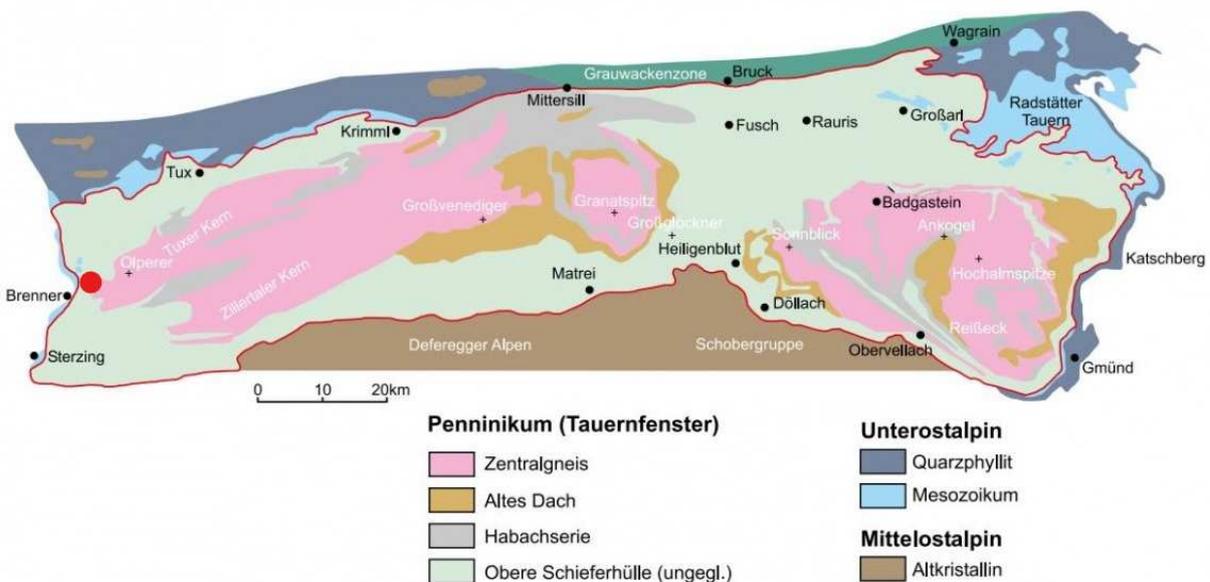


Abb. 8.4: Geologische Übersichtskarte des Tauernfensters. Das Arbeitsgebiet befindet sich am linken Rand. Quelle: Nationalpark Hohe Tauern, <https://hohetauern.at/de/natur/geologie.html>

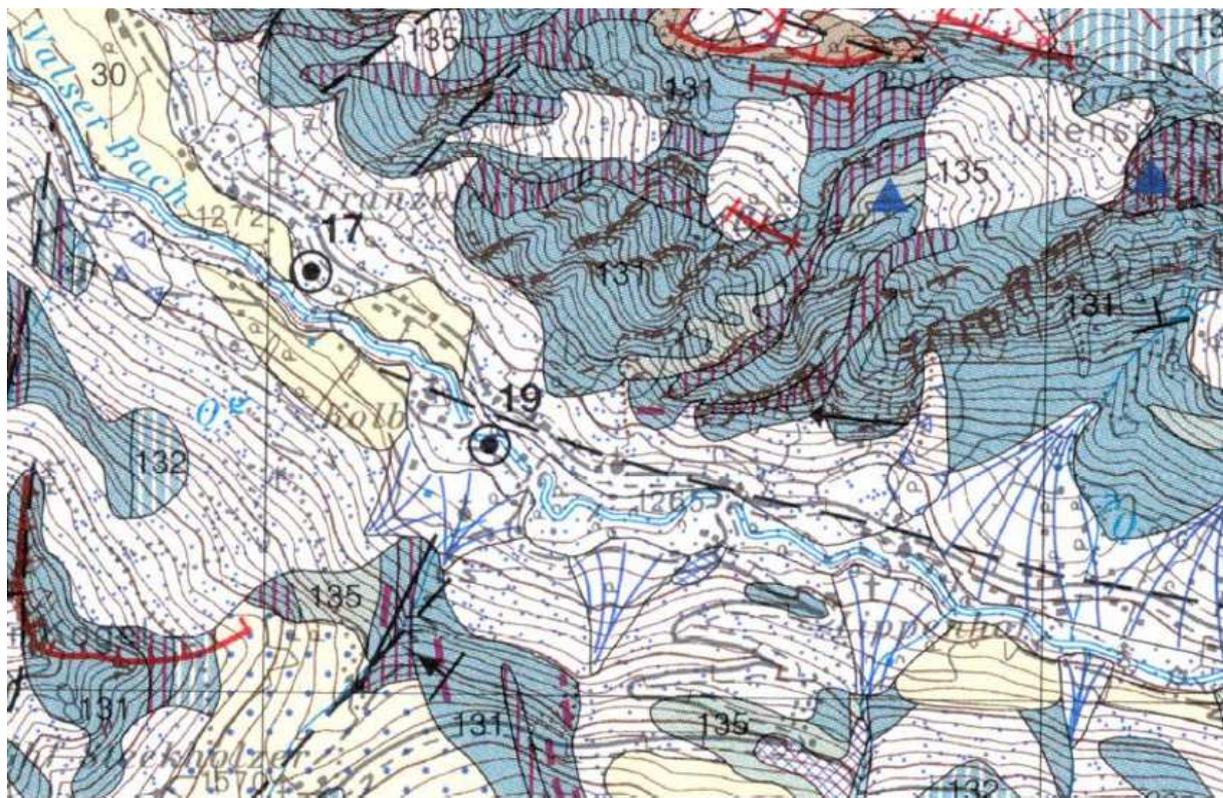
Heute gibt das Tauernfenster einen Einblick auf die tief liegende europäische Kruste, so zum Beispiel die Penninischen Decken inklusive der auflagernden Sedimenthüllen, welche ansonsten unter den Ostalpinen Einheiten verborgen wären, siehe Pfiffner (2010). Die obenstehende Abbildung 8.4 zeigt eine geologische Übersichtskarte des Tauernfensters. Das Arbeitsgebiet wurde in der Abbildung rot markiert. Maßgeblich für die dort herrschende Geologie sind die sogenannten Zentralgneiskerne, umgeben von Gesteinen einer weicheren Schieferhülle. Geologisch betrachtet befinden wir uns im tiefsten tektonischen Stockwerk, nämlich im Venediger Deckensystem,

genauer in der Modereck Decke, vergleiche Frisch (1976). Charakteristisch ist ein Gesteinswechsel von sehr festen Prasiniten und Glimmermarmoren zu weicheren Kalkglimmerschiefer und Kalkphylliten, siehe Frisch (1974). Auf die kontinentale Kruste des Venediger Deckensystems lagernde Sedimentschichten werden nach Dünner (1934) häufig als "Ältere Schieferhülle" bzw. als "Innere Schieferhülle" bezeichnet. Diese setzt sich hauptsächlich aus metamorphen kreidezeitlicher Tiefseegesteine und Resten der ozeanischen Kruste zusammen. Die Gesteinsserien des Penninischen Deckensystems werden zufolge ähnlicher Gesteinsserien in der Schweiz nach Frasl (1958) als "Bündner-Schieferserie mit Ophiolithen" oder auch als Bündner-Schieferserie Gruppe bezeichnet. Eine weitere gängige Bezeichnungen für die Gesteinsserien sind "Jüngere Schieferhülle" als auch "Äußere Schieferhülle". Das betroffene Gebiet des Massensturzes liegt in der oben angesprochenen stark geklüfteten weichen inneren Schieferhülle des Tauernfensters, siehe dazu Abbildung 8.4.

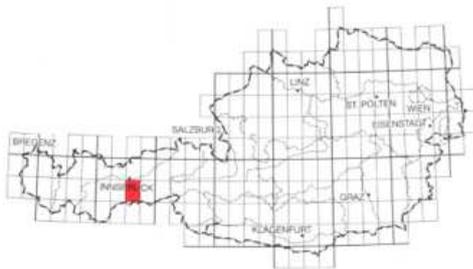
Eine Auskunft über die im Arbeitsgebiet herrschende Geologie geben Geologische Karten. Das betreffende Gebiet um das Valsertal wird im Kartenblatt der Geologischen Bundesanstalt Wien: *Geologische Karte der Republik Österreich 1:50.000, Nr. 148 Brenner* dargestellt. Ein Ausschnitt dieser Karte wird in Abbildung 8.4 dargestellt. Die Darstellung im Maßstab 1:50.000 stellte sich als hinreichend genau heraus um sich einen Überblick der Geologie vor Ort zu machen.

8.2.2 Tektonische Strukturen

Die Alpen und besonders das Tauernfenster haben zufolge verschiedenster Deformationsphasen in ihrer alpidischen Gebirgsbildungsära zahlreiche metamorphen und tektonischen Strukturen. Grundsätzlich spielen Störungszonen und Schieferungsflächen eine große Rolle für das mechanische Verständnis des Versagensmechanismus. Auch im untersuchten Fall ist wahrscheinlich ein durch das Trennflächengefüge definierter Felskeil für das Sturzereignis verantwortlich. Der Fels wird im Versagensbereich und im umliegenden Bereich durch eine starke Verfaltung der Schieferungsflächen gekennzeichnet. Diese wesentlichen Strukturelemente sind typisch für das mehrphasige Metamorphosegeschehen im Tauernfenster. Die Äußere Schieferhülle ist nur von einer alpidisch metamorphen Überprägung gekennzeichnet während die Innere Schieferhülle des Venediger Deckensystems zusätzlich eine präalpidische variszische Überprägung aufweist, vergleiche Sausgruber (2010).



Lage der Karte in Österreich



SUBPENNINISCHE DECKEN DES TAUERNFENSTERS

Venediger-Deckensystem

Modereck-Decke

131	Kalkmarmor, Glimmermarmor, untergeordnet Kalkphyllit und Schwarzphyllit
132	Kalkphyllit, Karbonatquarzit, Kalkschiefer, z.T. Kalkmarmor
133	Schwarzphyllit, z.T. mit Quarzitlagen

Abb. 8.5: Auszug aus der Geologischen Karte der Republik Österreich M 1:50.000, Kartennummer 148 Brenner. Quelle: Geologische Bundesanstalt, Wien 2009

8.2.3 Gesteine im Arbeitsgebiet

Das Valsertal wird hauptsächlich vom sogenannten Kalk-Glimmerschiefer und Grafit-Phylliten mit dazwischen geschalteten Kalk-Silikat-Marmoren dominiert. Die drei wichtigsten Gesteine, wie in der *Geologische Karte der Republik Österreich 1:50.000, Nr. 148 Brenner* in Abbildung 8.5 zu erkennen, sind der Kalkglimmerschiefer, der Kalkphyllit und der sogenannte dunkle Phyllit. In Abbildung 8.6 erkennt man die gebankte Struktur des Kalkglimmerschiefers. Am rechten unteren Rand erkennt man den sogenannten dunklen Phyllit der sich durch seinen deutlich zu erkennenden Gravitanteil vom weißen Kalkglimmerschiefer unterscheidet.



Abb. 8.6: Abgebildet ist ein typischer Ausbiss im Arbeitsgebiet. Zu erkennen ist die gebankte Struktur des Kalkglimmerschiefers sowie am rechten unteren Bildrand der sogenannte dunkle Phyllit, der sich aufgrund des hohen Gravitanteils deutlich vom helleren Kalkglimmerschiefer abhebt. Quelle: Wildbach und Lawinen Verbauung Tirol

8.2.3.1 Kalkglimmerschiefer

Kalk-Glimmerschiefer, auch Bündnerschiefer¹ genannt, treten gehäuft westlich der schweiz-österreichischen Grenze und im gesamten Westalpenbogen auf. Es handelt sich dabei nach Schmidt (1950) um einen Sammelbegriff für Glimmermarmore und Kalk-Glimmerschiefer der Bündner-Schiefer Gruppe. Beim Kalk-Glimmerschiefer handelt es sich um kalkig-tonige Sedimente, welche während des Jura und in der unteren Kreidezeit im ozeanischen Bereich der alpinen Tethys abgelagert worden sind. Heute zählt er zu den typischen Gesteinen des Penninikums. In Österreich wird er grundsätzlich von den ostalpinen Decken überlagert und kommt nur in tektonischen Fenstern, so zum Beispiel dem Rechnitzer Fenster, dem Engadiner Fenster und auch dem Tauernfenster, zum Vorschein. Nach Höck (1969) handelt sich dabei um einen dunklen, feinkörnigen Tonstein mit wechselndem Sand- und Kalkgehalt. Die einzelnen Bänke sind von zufolge Metamorphose entstandener Glimmerlagen voneinander getrennt, weshalb der Bündnerschiefer oft seidig glänzt. Die metamorphe Schieferung der Bündner Schiefer Gruppe ist das bedeutendste Strukturelement. Die Schieferung folgt der ursprünglichen Lage der Sedimente.

¹Der Name leitet sich vom Schweizer Kanton Graubünden ab

8.2.3.2 Kalkphyllit

Es handelt sich beim Kalkphyllit um ein schwach metamorphes Gestein, dass durch Metamorphose aus Tonschiefer hervorgegangen ist. Bei höheren Temperaturen und Drücken wandelt sich der Kalkphyllit zu Glimmerschiefer um. Der Kalkphyllit unterscheidet sich dabei unverkennbar vom Kalkglimmerschiefer durch den wesentlich höheren Glimmergehalt sowie seiner sehr engen Schieferung, siehe Höck (1969).

8.2.3.3 Dunkler Phyllit

Im Vergleich zum Kalkphyllit nimmt der Feldspat- und Quarzgehalt ab während der Glimmergehalt zunimmt. Man kann im zu untersuchenden Gebiet im Valsertal sehr gut zu erkennen, dass sich in den einzelnen Lagen auch wesentlich dunklere, kalkarme bis kalkfreie Phyllite dazwischenschalten. Es handelt sich dabei um dünne, feinblättrige Lagen der dunklen Phyllite, deren Farbe von schwarz bis dunkelgrau verläuft (Höck 1969). Die Farbe lässt sich durch den relativ hohen Grafitanteil erklären. Der dunkle Phyllit gilt, abhängig von der Orientierung der Schieferung und Topologie, nicht als besonders standfestes Gestein und kann vor allem in Verbindung mit Niederschlägen für Rutschungen oder Versagen eines Berghanges verantwortlich sein.

8.3 Geotechnische Untersuchungen

Nach dem Massensturzereignis in Vals wurden photogrammetrische Geländeaufnahmen, terrestrisch als auch mit Hilfe von Drohnen erstellt. Daraus wurde ein digitales Geländemodell (DGM) generiert. Ebenso standen aus mehreren LIDAR-Kampagnen vor dem Felssturz Datensätze zur Topologie des Gebietes zur Verfügung. Somit war es möglich eine detaillierte digitale Abbildung des betroffenen Berghanges vor und nach dem Felssturz zu modellieren. Aus der Differenz dieser Daten konnte ein Abbruchvolumen von circa 117.150 m^3 und ein Ablagerungsvolumen von circa 130.670 m^3 errechnet werden. Diese Berechnung deckt sich mit den ersten Schätzungen der anwesenden Geologen. Aus dem Abbruchvolumen der Felsmasse ergibt sich zufolge der Auflockerung während des Sturzprozesses eine Volumenzunahme der stark fragmentierten Felsmasse von 11,5%, vergleiche hierzu Preh (2019). Das Verhalten der Massenbewegung, unter anderem das rheologische Verhalten spielt eine zentrale Rolle für das Verständnis eines Felssturzes und der involvierten Gebirgsmasse. Aus dem hohen Fragmentierungsgrad der Ablagerungen lässt sich schließen, dass eine hohe Interaktion zwischen den einzelnen Komponenten der Sturzmasse stattgefunden haben muss. Visuelle Analysen der Ablagerungen und der angesprochene hohe Zerlegungsgrad lassen auf ein flüssigkeitsäquivalentes, schuttstromähnliches Verhalten der Massenbewegung schließen. Es handelt sich somit nicht mehr um ein eindeutig beschreibbares

Sturzereignis von einen oder mehreren Gesteinsblöcken, weshalb der untersuchte Felssturz eher als Felslawine eingestuft werden sollte (Preh 2019; Hartl 2019).

8.3.1 Gefügaufnahme

Bei mehreren Begehungen wurden vom Amt für Wildbach- und Lawinenverbauung Tirol unter der Leitung von Dr. Thomas Sausgruber, Geologe im Amt für Wildbach- und Lawinenverbauung Tirol, Daten zur Einschätzung und Modellierung der Massenbewegung gesammelt. Kern der vorangegangenen Untersuchungen zur Modellierung der Felslawine waren die insgesamt 142 aufgenommenen Trennflächen im Gelände. Die Untersuchung erfolgte größtenteils an Ausbissen im Fels. Die 142 gemessenen Trennflächen konnten zufolge ähnlicher Orientierungen in sechs verschiedene Klufscharen inklusive einer Störung und der Schieferung eingeteilt werden.

In der untenstehenden Tabelle 8.1 sind die sechs Klufscharen und ihre nach Fischer gewichteten Orientierungen aufgelistet. Für eine bessere Veranschaulichung sind in Abbildung 8.7 die sechs Klufscharen in einem Schmidt'schen Netz mittels DIPS, einer Software für stereografische Projektionen, dargestellt.

Tab. 8.1: Die maßgebenden sechs Klufscharen mit den nach der Fischer-Verteilung ermittelten Orientierungen

Klufschar	Dip [°]	Dip Direction [°]
Trennfläche: k1	73	178
Trennfläche: k2	72	96
Trennfläche: k3	86	137
Trennfläche: k21	80	62
Schieferung: sf	22	325
Störung: st	77	16

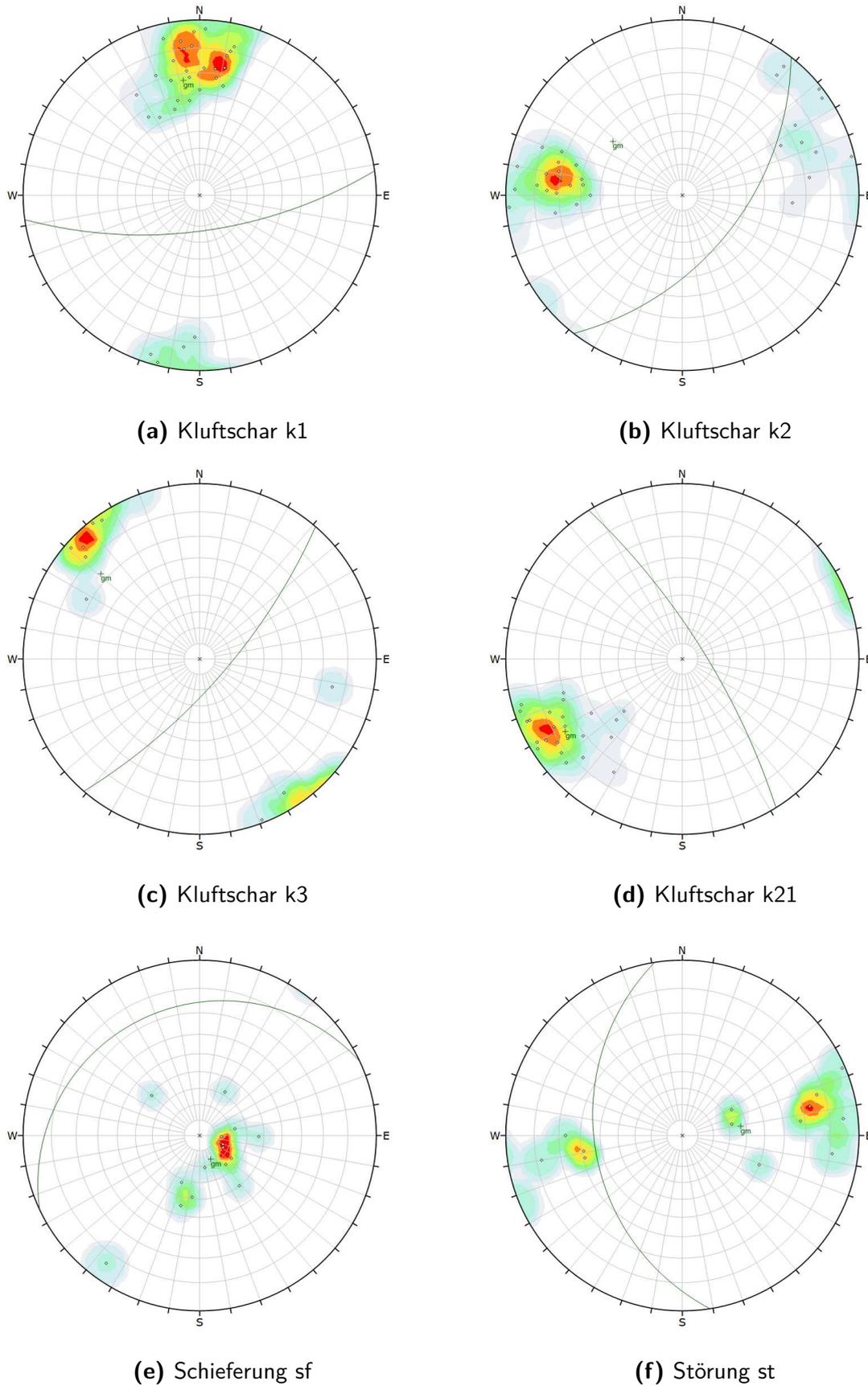


Abb. 8.7: Gefügediagramme der einzelnen Kluftscharen sowie der Schieferung und der Störung. (Dichteplot der Flächenpole und Schnittkreis der gemittelten Orientierung)

8.3.2 Trennflächenanalyse

Von den 142 in situ aufgenommenen Trennflächen welche zufolge ihrer Orientierungen in sechs maßgebende Kluftscharen eingeteilt werden konnten wurde der Trennflächenabstand, die Trennflächenrauigkeit (Joint Roughness Coefficient JRC) sowie die Länge der sichtbaren Trennflächen (Trace Length) an der Oberfläche der Ausbisse gemessen.

8.3.2.1 Trennflächenabstand (Spacing)

Der Kluftabstand ist ein wesentlicher Faktor um das Trennflächengefüge einschätzen zu können. Er ergibt sich aus dem Normalabstand zwischen den Trennflächen einer jeweiligen Kluftschar. Eine Kluftschar wird nach Brown (1981), siehe dazu Kapitel 4, Seite 23 klassifiziert. In Tabelle 8.2 werden die einzelnen Kluftscharen klassifiziert, sowie wird ihr gemittelter Trennflächenabstand angegeben. Die Abstände einer jeden Kluftschar sind oft nicht einheitlich und es gibt große Diskrepanzen zwischen den einzelnen Werten. Der gemittelte Trennflächenabstand wurde für die digitale Modellierung der Dichte des Trennflächengefüges verwendet.

8.3.2.2 Trennflächenrauigkeit (Joint Roughness Coefficient JRC)

Es wurde der sogenannte Joint Roughness Coefficient nach Barton und Choubey (1977) und Barton und Bandis (1982) einer jeder Kluft abgeschätzt, siehe dazu auch Kapitel 4, Seite 48 und nach Abbildung 8.1a eingeteilt. Anschließend wurde versucht für jede Kluftschar einen Rauigkeitskoeffizienten zu ermitteln. In der Tabelle 8.2 sind die gemittelten Rauigkeitskoeffizienten der einzelnen Kluftscharen aufgelistet.

Tab. 8.2: Klassifizierung der Kluftscharen nach dem Trennflächenabstand, vergleiche Brown (1981), sowie durchschnittlicher Trennflächenabstand. In der letzten Spalte wird der JRC nach Barton und Choubey (1977) und Barton und Bandis (1982) einer jeder Kluft abgeschätzt, siehe dazu auch Kapitel 4, Seite 48

Kluftschar	Klasse	Beschreibung	∅ Trennflächenabstand [m]	JRC
Trennfläche: k1	4	mittelständig	1,17	16
Trennfläche: k2	4	mittelständig	1,13	14
Trennfläche: k3	4	mittelständig	0,48	18
Trennfläche: k21	4	mittelständig	1,24	11
Schieferung: sf	4	mittelständig	0,36	10
Störung: st	6	sehr weitständig	2,29	11

8.3.2.3 Trennflächengröße (Fracture Size)

Im DFN werden Klüfte mit Hilfe kreisrunder Scheiben dargestellt, deren Durchmessers die Größe der Klüfte kontrolliert. Daten bezüglich der Kluftgröße wurden mittels Outcrop-Mapping aufgenommen. Dabei wird die Länge der einzelnen Klüfte (Trace Length) an einem Ausbiss gemessen. Die gemessene Länge spiegelt nicht die wahre Kluftgröße im Fels wieder, vergleiche hierzu Kapitel 7, Seite 44. In der Literatur findet man verschiedene Verfahren die wahre Kluftgröße anhand der gemessenen Kluftlänge an einem Ausbiss zu extrapolieren (Hannah et al., 2015; Zeeb et al., 2013). Zu den in der Praxis am häufigsten gebrauchten Verfahren gehören die Linear Scanline Method (Priest und Hudson, 1981), das Areal Sampling (Haiqing und David, 1995), das Rectangular Window Sampling (Pahl, 1981) und die Circular Scanline Method (Mauldon et al., 2001). Die Verteilung der Kluftgrößen in der Natur kann mit einem Potenzgesetz der Form $n(l) = \alpha l^{-a}$ angepasst werden. Man spricht von einer Power-Law Distribution (Randall et al., 1999). Dazu muss die Verteilung der gemessenen Daten allerdings einem Potenzgesetz gehorchen. In Abbildung 8.8 werden die Häufigkeitsverteilungen der Trace Length der Kluftscharen dargestellt. Die Histogramme der Kluftscharen k1 (a), Kluftschar k2 (b) und Kluftschar k21 (d) ähneln einer negativen Potenzverteilung. Kluftschar k3 (c), die Schieferung sf (e) sowie die Störung st (f) weisen keine Potenzverteilung auf. Im untersuchten Fall konnten die gemessenen Daten allerdings an keine sinnvolle Potenzfunktion angepasst werden. Die wahre Kluftgröße wurde anhand der gemessenen Daten mittels einer minimalen Kluftlänge l_{min} und einer maximalen Kluftlänge l_{max} abgeschätzt. Die Verteilung der modellierten Kluftgrößen entspricht dabei der Verteilung der gemessenen Daten in situ.

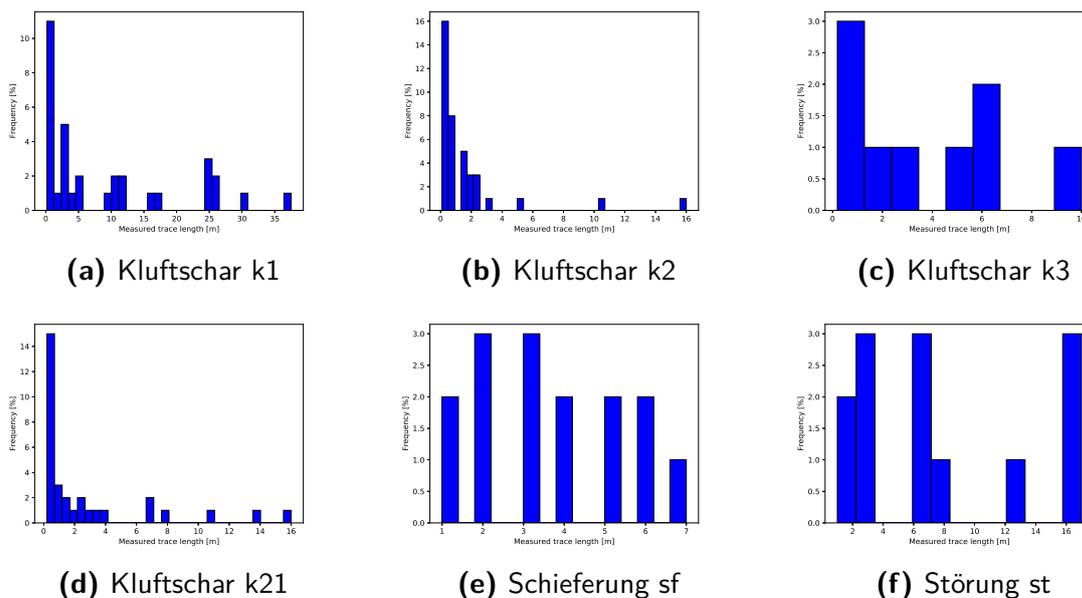


Abb. 8.8: Histogramme der Trace Length in Metern einer jeden Kluftschar.

8.3.3 Geotechnische Laborversuche

Versuche dienen der Klassifizierung des Felsgesteins und der Bestimmung von Festigkeits- und Verformungseigenschaften. Sie geben Aufschluss über die wichtigsten geotechnischen Parameter, welche später in abstrahierter Form in die Berechnung oder in das numerische Modell einfließen. Sie bilden somit das Bindeglied zwischen den realen physikalischen Eigenschaften und einer ingenieurtechnischen Annäherung. Die unten stehende Aufzählung gibt eine kurze Übersicht der für die Modellierung der Felsböschung vorangegangenen Versuche.

- Einaxialer Druckversuch
- Schmidt'scher Rückprallhammer-Versuch
- Triaxialer Druckversuch
- Punktlastversuch (point load test)
- Spaltzugversuch (brasilian test)
- Einschnittiger Scherversuch
- Abrasivitätsversuch
- Ausbreitungsgeschwindigkeit von Wellen
- Petrographische und Mikroskopische Untersuchungen
- Untersuchungen zum Wassergehalt, der Dichte und der Porosität

Daten zur besseren Abschätzung mechanisch relevanter Parameter wurden aus zahlreichen Laborversuchen von der Brenner Basistunnel GmbH, durchgeführt von der Materialversuchsanstalt Strass, zur Verfügung gestellt. Die Laborversuche wurden nicht eigens für das Sturzereignis in Auftrag gegeben sondern sind für die Planung des Brenner Basistunnels vorgesehen. Die Trasse des Tunnels liegt jedoch nicht unweit vom Arbeitsgebiet und verläuft durch die selben Gesteinsarten. Es kann angenommen werden, dass die in den Laboruntersuchungen ermittelten Parameter auch für den Sturzprozess in Vals repräsentativ sind.

8.3.3.1 Einaxialer Druckversuch

Beim einaxialen Druckversuch wird ein zylindrischer oder quaderförmiger Probekörper axial zusammengedrückt. Die Ausdehnung in radialer Richtung bleibt ungehindert, vergleiche DIN EN 1997-2 (2010). Es handelt sich um einen verzerrungsgesteuerten Versuch, das heißt die Dehnung wird vorgegeben und die Spannung in axialer Richtung wird gemessen. Ermittelt werden neben der Dichte ρ der Probe die einaxiale Druckfestigkeit σ_{UCS} bei Erreichen der maximalen Axialspannung sowie der Elastizitätsmodul E_{30-40} zwischen 30% und 40% der einaxialen Druckfestigkeit als Tangentenneigung der Spannungs-Verzerrungs Kurve am Entlastungspfad gemessen. Ebenso wurde der Verformungsmodul V_{40-60} zwischen 40% und 60% der einaxialen Druckfestigkeit als Tangentenneigung der Spannungs-Verzerrungs Kurve am Belastungspfad gemessen. Insgesamt wurden 42 Versuche durchgeführt, die gemittelten Werte betragen:

- $\sigma_{UCS} = 45,8 MPa$
- $E_{30-40} = 29,6 GPa$
- $V_{40-60} = 30,9 GPa$
- $\rho = 2728 kg/m^3$

8.3.3.2 Schmidt'scher Rückprallhammer

Der Schmidt'sche Rückprallhammer ist ein Messinstrument zur zerstörungsfreien Werkstoffprüfung, vergleiche DIN EN 1997-2 (2010). Es ist eine einfache Methode um die kritische Druckfestigkeit f_{ck} von Gesteinen oder beispielsweise auch Beton zu messen, vergleiche Aydin und Basu (2005). Um die kritische Druckfestigkeit f_{ck} zu erörtern wird eine Gesteinsprobe jeweils zehn mal senkrecht sowie parallel zur Schieferung mit dem Rückprallhammer bemessen. Aus den erhaltenen R-Werten (Rückprallwert) kann eine kritische Druckfestigkeit ermittelt werden, welche anschließend gemittelt wird. Weichen die gemessenen R-Werte in einer Serie $\pm 20\%$ voneinander ab, fließt diese Serie nicht in die Auswertung mit ein. Insgesamt standen zehn Versuche zur Auswertung zur Verfügung. Bemessen wurde ein kalkreicher Bündnerschiefer, bestehend aus Kalkmarmor, Glimmermarmor, wechsel-lagernd mit Phylliten, Kalkphylliten und Kalkschiefern. Die Versuche werden in Tabelle 8.3 aufgelistet. Daraus ergibt sich eine kritische Druckfestigkeit von $f_{ck} = 52,62 N/mm^2$.

8.3.3.3 Triaxialer Druckversuch

Der Triaxialversuch ist ein Druckversuch an einer zylindrischen Gesteinsprobe und wird verwendet um Materialeigenschaften wie zum Beispiel den Reibungswinkel ϕ oder die Kohäsion κ zu

Tab. 8.3: Ergebnisse der durchgeführten Messungen mit dem Schmidt'schen Rückprallhammer nach DIN EN 1997-2 (2010)

Versuch Nr.	Serie 1: f_{ck} senkrecht zur Schieferung [N/mm ²]	Serie 2: f_{ck} parallel zur Schieferung [N/mm ²]	Ø Druckfestigkeit f_{ck} [N/mm ²]
2320	40,8	42,6	41,7 ±7
2321	37,3	36,4	36,8 ±6,5
2322	66,0	-	66,0 ±8
2323	68,1	68,1	68,1 ±8
2324	57,9	54,9	56,4 ±7,5
2325	52,0	46,3	49,1 ±7
2326	42,6	-	42,6 ±7
2327	55,9	68,1	62,0 ±8
2328	52,0	52,0	52,0 ±7,5
2329	52,0	51,0	51,5 ±7,5

bestimmen, siehe DIN EN 1997-2 (2010). Beim konventionellen Triaxialversuch wird der zylindrische Probekörper mittels einer Druckflüssigkeit, $\sigma_2 = \sigma_3$, in radialer Richtung belastet. In axialer Richtung wird die Gesteinsprobe mit einer Prüfpresse belastet. Dies ist die Richtung der größten Druckspannung σ_1 . Zur Auswertung standen 18 Triaxialversuche, die ermittelten Werte für Kohäsion betragen:

- $\phi = 29,1^\circ$
- $c = 7,6\text{MPa}$

8.3.3.4 Punktlast Versuch

Der Punktlastversuch ist ein einaxialer Druckversuch an Gesteinsproben zur Ermittlung der Festigkeit eines Gesteins, vergleiche DIN EN 1997-2 (2010). Beim Punktlastversuch wird ein Festigkeitsindex I_s bestimmt, indem zylinder-, quaderförmige oder unregelmäßig geformte Gesteinskörper zwischen zwei Lasteinleitungsspitzen bis zum Bruch belastet werden. Pro Versuch werden zehn Gesteinsproben bis zum Versagen belastet und jeweils der Festigkeitsindex bestimmt. Anschließend wird dieser gemittelt. Der Punktlastversuch kann verwendet werden um die charakteristischen Gesteinsfestigkeiten wie zum Beispiel die einaxiale Druckfestigkeit σ_{UCS} oder die Spaltzugfestigkeit σ_{sz} abzuschätzen. Es standen 23 Versuche zur Auswertung zur Verfügung. Der gemittelte Festigkeitsindex über alle durchgeführten Versuche ergibt sich zu $I_s = 3,8\text{MPa}$.

8.3.3.5 Spaltzug Versuch

Der Spaltzug Versuch oder auch Brazilian Test ist ein geotechnischer Labortest zur indirekten Messung der Zugfestigkeit von Gesteinen, siehe DIN EN 1997-2 (2010). Eine zylinderförmige Probe wird durch zwei entgegengesetzte Linienlasten zusammengedrückt. Durch die aufgebraachte Druckspannung wird im Gestein eine Zugspannung induziert. Die Belastung wird kontinuierlich erhöht, bis Versagen auftritt. Insgesamt standen 31 durchgeführte Versuche zur Auswertung. Es wurden die Spaltzugfestigkeit als auch die Dichte der Proben untersucht.

Die ermittelten Werte ergeben sich wie folgt:

- $\sigma_{sz} = 5,6 \text{ MPa}$
- $\rho = 2703 \text{ kg/m}^3$

8.3.3.6 Einschnittiger Scherversuch

Bei einem Scherversuch im Labor können Probekörper die eine Trennfläche enthalten auf ihre Scherfestigkeit untersucht werden. Dabei ist zu gewährleisten, dass die Probekörper möglichst ungestört gewonnen, transportiert und gelagert wird. Die Probe wird entlang der Wirkungslinie der Scherkraft in den Versuchsaufbau eingebaut, siehe DIN EN 1997-2 (2010). Bei den durchgeführten Versuchen handelt es sich um einen sogenannten mehrstufigen Scherversuch. Dabei wird die aufgebraachte Normalspannung nach dem Erreichen der maximalen Scherspannung stufenweise erhöht. Es werden die Kohäsion c und der Reibungswinkel ϕ in der zu untersuchenden Trennfläche bestimmt. Um den Restreibungswinkel ϕ_{res} zu erhalten wird die Scherfläche durch oftmalige Scherbewegungen in beide Richtungen belastet. Insgesamt wurde drei Scherversuche auf der Schieferung durchgeführt und zwei auf einer Kluft.

Für die Scherversuche auf der Schieferung ergeben sich:

- $c = 3,1 \text{ MPa}$
- $\phi = 47,8^\circ$
- $c_{res} = 1,2 \text{ MPa}$
- $\phi_{res} = 33,9^\circ$

Für die Scherversuche auf der Kluft ergeben sich:

- $c = 0,17 \text{ MPa}$
- $\phi = 19,8^\circ$

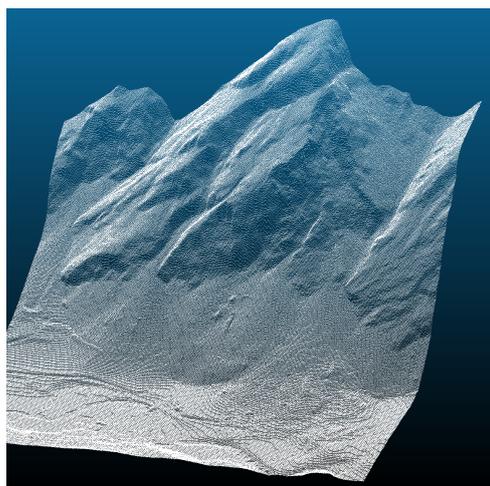
8.4 Numerische Modellierung mittels 3DEC

8.4.1 Modellierungsprozess SRM

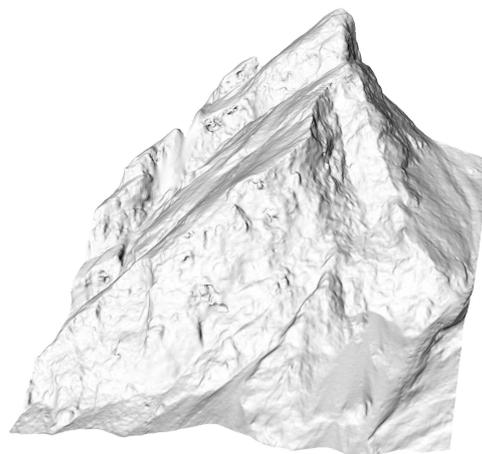
In enger Zusammenarbeit mit dem Amt für Wildbach- und Lawinverbauung Tirol wurde versucht ein Synthetic Rock Mass Model des Arbeitsgebietes zu erstellen. In der Abbildung 8.9 werden die wichtigsten Schritte für den Aufbau eines Synthetic Rock Mass Models dargestellt. Mittels mehreren LIDAR-Kampagnen (Light Detection and Ranging) wurde eine hochauflösende Punktwolke von der betroffenen Hangböschung vor und nach dem Felssturzereignis aufgenommen. In Abbildung 8.9a, ist die von den LIDAR-Kampagnen erstellte Punktwolke des betroffenen Berghangs nach dem Felssturzereignis dargestellt. Aus diesen Daten wurde mit Hilfe von CloudCompare, einer freien Software zum Bearbeiten und Vernetzen von Punktwolken, eine erste sehr detaillierte Oberfläche erstellt. In Abbildung 8.9b erkennt man das aus der Punktwolke erstellte vernetzte Oberflächenmodell des Arbeitsgebietes. Um das Geländemodell in 3DEC, die verwendete diskrete Elemente Software, siehe Kapitel 5, Seite 29, zu übertragen muss diese Oberfläche zu einer abgeschlossenen Box, einer sogenannten geschlossenen Polysurface umgewandelt werden. Dieser Vorgang wurde mit Rhino, einer Software für die computergestützte 3D-Modellierung, durchgeführt. Da 3DEC nur mit diskreten Blöcken arbeitet, muss in einem weiteren Schritt diese abgeschlossene Box mit Blöcken, in diesen Fall Tetraeder-Elementen, gefüllt werden. Dieser Vorgang wurde mit Kubrix, einer ebenfalls von Itasca Consulting Group bereitgestellten Software durchgeführt. Abbildung 8.17 stellt das fertige Volumenmodell dar. Anschließend wird das Volumenmodell durch das Discrete Fracture Network in diskrete Blöcke diskreditiert. In einem weiteren Schritt werden die Modellparameter aus den Laborversuchen für das intakte Gestein und die Trennflächen zugewiesen. Abbildung 8.9d stellt das Synthetic Rock Mass Model dar. Zu erkennen sind die scheibenförmigen Trennflächen, jede Farbe stellt eine andere Kluftschar dar.

Anmerkungen

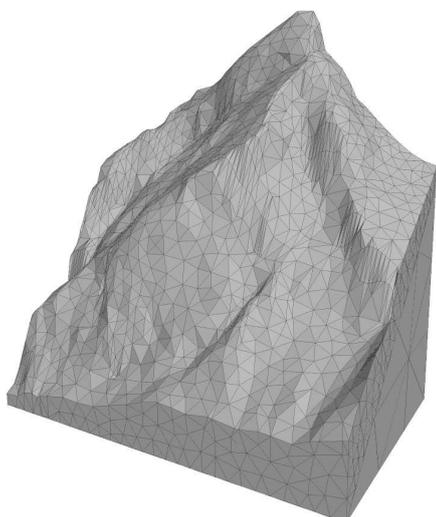
Der Modellaufbau ist ein iterativer Prozess. Ziel ist es einen optimalen Kompromiss zwischen benötigter Rechenleistung und Geländeauflösung zu finden. Wir haben uns für eine maximale Kantenlänge der Tetraeder-Elemente von 20 Metern entschieden. Die Oberflächengenauigkeit genügt unseren Zweck entsprechend und die Anzahl der Blöcke und die damit verbundene Rechenleistung wurde minimiert. Um die Anzahl der Blöcke erneut zu verringern, dabei aber die Oberflächenauflösung von 20 Metern nicht zu verringern wurden das Modell aus zwei Teilen zusammgebaut. Der gesamte Unterbau der Felsböschung wurde mittels eines einfachen Keils dargestellt und mit großen Tetraedern modelliert. Auf diesem Keil wurde anschließend das eigentliche Geländeoberfläche gesetzt.



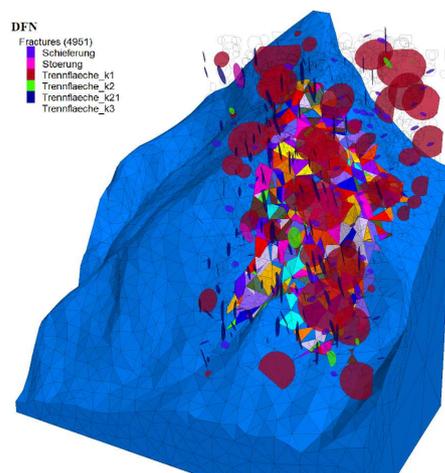
(a) Punktwolke aus den LIDAR-Kampagnen in CloudCompare



(b) Vernetztes Oberflächenmodell aus der Punktwolke in Rhino



(c) Mit Kubrix erstelltes digitales Volumenmodell in 3DEC



(d) SRM Model mit eingeschriebenen DFN

Abb. 8.9: Bildhafte Darstellung der wichtigsten Schritte im Aufbau des Synthetic Rock Mass Models.

8.4.2 Discrete Fracture Network (DFN)

Ein Discrete Fracture Network, kurz DFN, ist eine Ansammlung scheibenförmiger Trennflächen, deren Eigenschaften einer stochastischen Wahrscheinlichkeitsverteilung unterliegen. Für weitere grundlegende Informationen wird auf das Kapitel 7 verwiesen. Das modellierte Trennflächengefüge soll dem natürlichen Trennflächengefüge möglichst realistisch nachempfunden werden. Hierbei werden die Eingangsparameter der zugrundeliegenden Verteilungsfunktionen aus den in

situ ermittelten Messungen bestimmt. Hauptsächlich wurden Daten an verschiedenen Ausbissen aufgenommen, es wird auch von Outcrop-Mapping gesprochen. In Abbildung 8.10 wird ein typisches Beispiel eines Ausbisses im Arbeitsgebiet dargestellt. Gut zu erkennen sind die einzelnen Kluftscharen, die jeweiligen Abstände und deren Länge am Ausbiss, der sogenannten Fracture Trace Length.



Abb. 8.10: Ausbiss im Arbeitsgebiet: An diesem und ähnlichen Ausbissen konnten mittels Outcrop-Mapping die geometrischen Eingangsparameter für das Discrete Fracture Network wie Kluftgröße und Kluftabstand ermittelt werden, Quelle: Wildbach- und Lawinenverbauung Tirol.

8.4.2.1 Modellierungsprozess DFN

Das Hauptaugenmerk der Problemstellung lag in der möglichst detailgetreuen und realistischen Modellierung des Trennflächensystems. Die wesentlichen Eingangsparameter, um die Geometrie des in situ Trennflächengefüges zu rekonstruieren, werden untenstehend aufgelistet:

- Lage (Position)
- Orientierung (Orientation)
- Kluftgrößenverteilung (Fracture Size Distribution)
- Dichte oder Intensität einer Kluftschar (Density or Fracture Intensity)

Anhand der in situ gewonnen geometrischen Daten sollte ein Kluftsystem konstruiert werden, dass die charakteristischen Eigenschaften des realen Trennflächengefüge wirklichkeitsnahe abbilden kann, siehe Itasca Consulting Group (2016). Es wurden insgesamt 142 Trennflächen und ihre Orientierungen aufgenommen. Diese konnten in sechs Kluftscharen eingeteilt werden. Für Auflistung der herausgearbeiteten Kluftscharen mit ihren gewichteten Orientierungen siehe Kapitel 8.3, Tabelle 8.1. Es wurde für jede gemessene Kluftchar ein digitales diskretes Kluftnetzwerk modelliert.

Lage

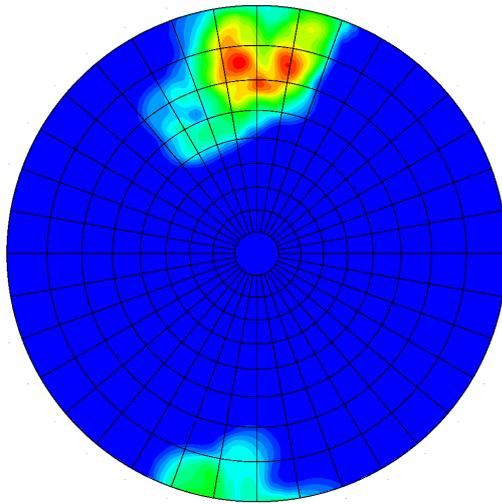
Die Position der einzelnen Klüfte in der Gebirgsmasse wurde normalverteilt angenommen. Anhand den aufgenommen Daten und der Einschätzung der verantwortlichen Geologen ist eine Normalverteilung der Trennflächen plausibel.

Orientierung

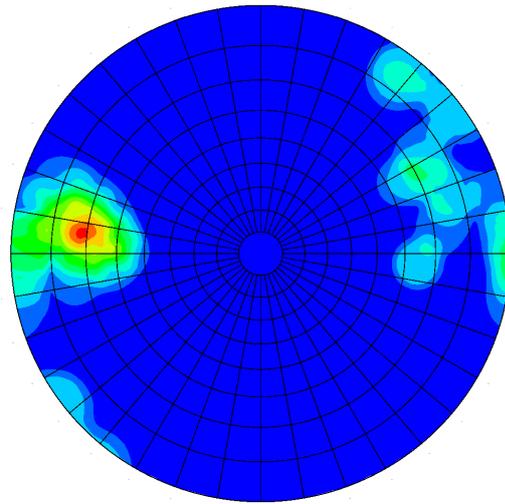
Die in situ ermittelten Orientierungen der herausgearbeiteten Kluftscharen sind in Abbildung 8.7, siehe Seite 57 dargestellt. Da die Wahrscheinlichkeitsverteilung der aufgenommenen Daten unbekannt war und weder einer Gleichverteilung noch einer Normalverteilung entsprach, entschieden wir uns die Verteilung der Trennflächenorientierungen mit dem sogenannten Bootstrapping-Verfahren zu rekonstruieren, vergleiche Efron (1979). Diese Methode wird verwendet, wenn die theoretische Verteilung nicht bekannt ist und der aufgenommene Datensatz ausreichend groß ist. Das Bootstrapping Verfahren ist eine Resampling-Methode, dabei werden aus der originalen Stichprobe, in unserem Fall der aufgenommenen Datensatz, weitere sogenannte Bootstrap-Stichproben generiert. Wir ermitteln die Wahrscheinlichkeitsverteilung dieser Bootstrap-Stichproben und können dadurch auf die Verteilung der originalen Stichprobe schließen. In Abbildung 8.11 werden die von 3DEC modellierten Orientierungen der einzelnen Kluftscharen auf Basis der aufgenommen Daten dargestellt. Ein Vergleich mit den tatsächlichen Orientierungen, siehe Abbildung 8.7, siehe Seite 57 zeigt, dass die modellierten Orientierungen nahezu identisch mit den in situ aufgenommen Orientierungen sind.

Kluftgröße

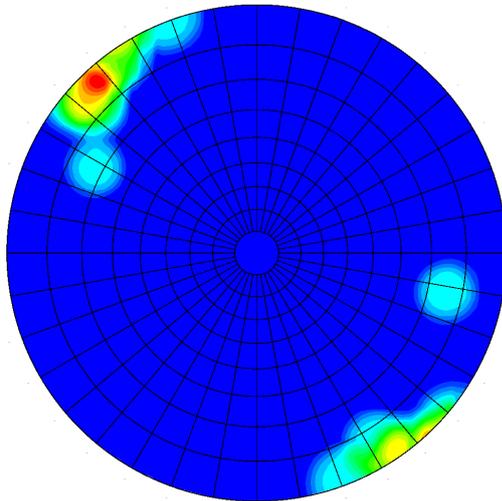
Die Klüfte im diskreten Trennflächennetzwerk werden mittels planarer Scheiben modelliert. Die Kluftgrößenverteilung der Trennflächen wird über die Verteilung des Durchmessers dieser Scheiben bestimmt. Um die Größe der Trennflächen im Arbeitsgebiet abschätzen zu können wurden die Länge der Klüfte an den Ausbissen gemessen, man spricht vom sogenannten Outcrop-Mapping. Die ermittelten Längen werden in den Histogrammen in Abbildung 8.8f, Seite 59 dargestellt. In mehreren Begehungen wurden die Klüftlängen an verschiedenen Ausbissen dokumentiert. Diese Daten dienen als Grundlage für die Kluftgröße im diskreten Kluftnetzwerk.



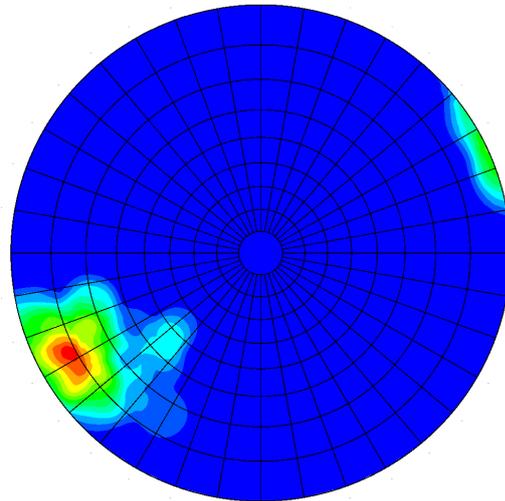
(a) Kluftschar k1 aus 3DEC



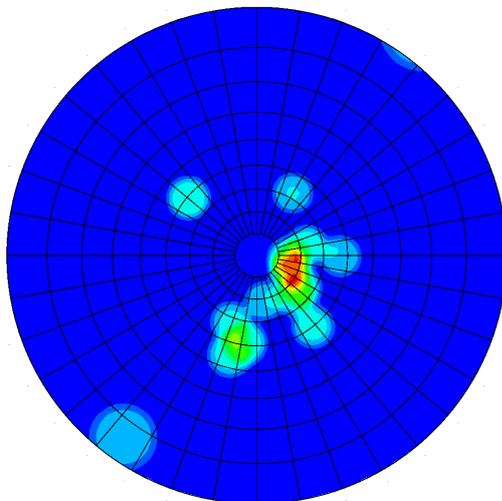
(b) Kluftschar k2 aus 3DEC



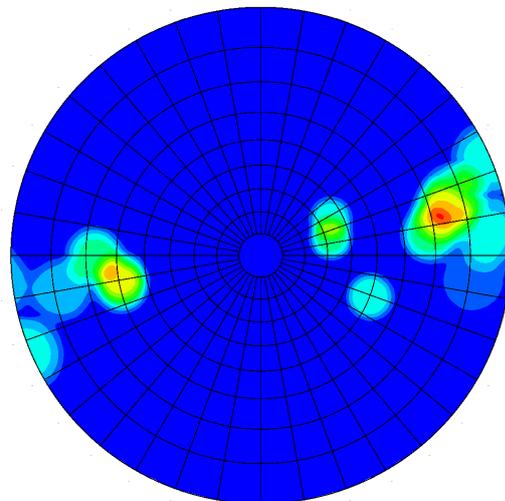
(c) Kluftschar k3 aus 3DEC



(d) Kluftschar k21 aus 3DEC



(e) Schieferung sf aus 3DEC



(f) Störung st aus 3DEC

Abb. 8.11: Gefügediagramme der einzelnen Kluftscharen sowie der Schieferung und der Störung aus dem in 3DEC generierten Discrete Fracture Network

Dichte einer Kluftschar

Die Dichte der Kluftschar wurde mittels des Normalabstandes zwischen den Klüften abgeschätzt. In situ und anhand verschiedener Fotografien, wurden geometrische Eingangsgrößen wie der Kluftabstand und die Kluftgröße ermittelt und dokumentiert. Es wurde gezählt wie oft welche Kluftschar in einem Ausbiss (Outcrop) vorhanden ist. Im digitalen Geländemodell wurde der Ausbiss hinsichtlich Größe und Orientierung modelliert und eine Routine zur Generierung der Trennflächen programmiert. Es wurden solange digitale Klüfte im Modell generiert, bis im Ausbiss die gemessene Anzahl an Klüften erreicht wurde. Die Dichte der Trennflächen fungierte sozusagen als Abbruchkriterium für den Vorgang.

8.4.2.2 Einfügen des Fracture Network

Ist das diskrete Kluftsystem modelliert gilt es die einzelnen Trennflächen in das digitale Geländemodell einzuarbeiten. Die virtuelle Felsmasse wird von den Trennflächen zu diskreten Blöcken geteilt. Wie bereits erwähnt werden die diskreten Klüfte scheibenförmig dargestellt und haben eine über den Radius kontrollierte Ausdehnung. 3DEC kann Blöcke nicht teilweise schneiden. Schnittebenen werden eigentlich mit einer sehr viel größeren Ausdehnung dargestellt, notwendigerweise größer als die entsprechenden Klüfte. Die korrekte Ausdehnung einer Trennfläche wird mittels unterschiedlicher Trennflächeneigenschaften berücksichtigt. Bereiche innerhalb der kreisrunden Trennflächen erhalten die Festigkeitseigenschaften einer Kluft, Bereiche außerhalb dieses Bereichs erhalten die Festigkeitseigenschaften des umliegenden Gesteins. Die untenstehende Abbildung 8.12, vergleiche Itasca Consulting Group (2016) veranschaulicht dieses Verfahren deutlich.

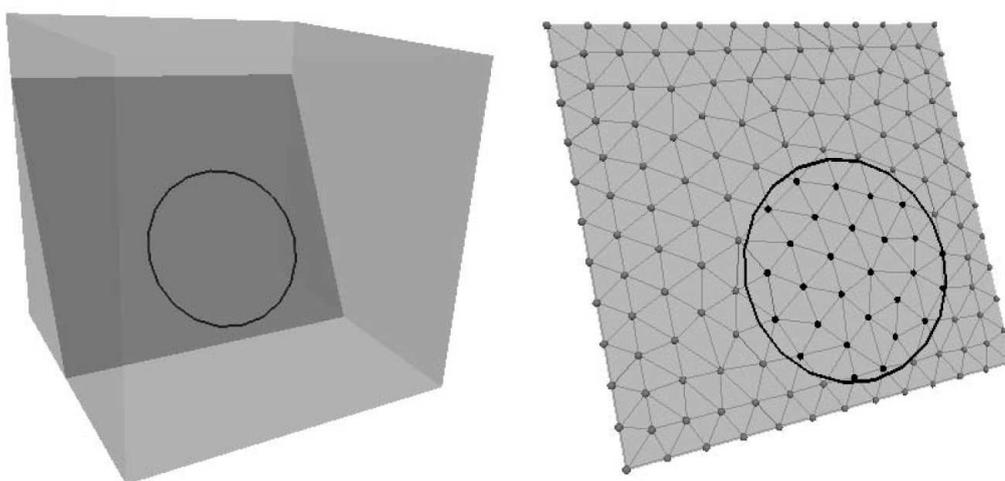


Abb. 8.12: Die kreisrunde endliche Kluft in einem diskreten Kluftnetzwerk wird eigentlich über verschiedene Festigkeitseigenschaften innerhalb der Schnittebene definiert, siehe Itasca Consulting Group (2016)

8.4.3 Modellparameter

In einem geotechnischen Labor werden für die Untersuchung der Gesteinsfestigkeiten meist intakte Gesteinsproben verwendet. Diese Laborproben sind normalerweise klein im Vergleich zu den intakten Gesteinsblöcken in einer Felsböschung. Die Größe der Gesteinsprobe hat einen maßgeblichen Einfluss auf die Festigkeit des intakten Gesteins, vergleiche dazu Bieniawski (1968) und Heuze (1980). Die Resultate der Labortests können in der Theorie direkt in das Synthetic Rock Mass Model übertragen werden und können weiter Aufschlüsse über die Festigkeiten und das Verhalten der Gebirgsmasse geben. Die Modellparameter wurden aus den Labortests gezogen, vergleiche Kapitel 8.3, Seite 63. Die Festigkeitsparameter der Trennflächen erhalten wir aus den einschnittigen Scherversuchen. Die Normalsteifigkeit j_{kn} und die Schersteifigkeit j_{ks} wurden abgeschätzt. Dem SRM Modell wurde als Rigid Block Model konzipiert, dabei werden die diskreten Blöcke im Verlauf der Simulation als starr und nicht verformbar betrachtet. Die Dichte der Felsmasse beträgt $\rho = 2750 \text{ kg/m}^3$. In der untenstehenden Auflistung werden die maßgebenden Parameter in den Trennflächen des Fracture Networks aufgelistet:

- Normalsteifigkeit $j_{kn} = 100 \text{ MPa}$
- Schersteifigkeit $j_{ks} = 100 \text{ MPa}$
- Reibungswinkel $j_{friction} = 20^\circ$
- Kohäsion $j_{cohesion} = 0.2 \text{ MPa}$
- Zugfestigkeit $j_{tensile} = 0 \text{ MPa}$

8.4.4 Vereinfachungen

Zu den wichtigsten ingenieurtechnischen Praktiken zählt die Vereinfachung komplexer Sachverhalte auf die wesentlichen systembestimmenden Charakteristiken. Diese Idealisierungen verfolgen den Zweck eine Problemstellungen in der Natur erst berechenbar zu machen, um letztendlich Aussagen über die Zukunft, Prognosen über das Verhalten zum Beispiel in Bezug auf die Sicherheit zu tätigen. Das diskretisierte Modell versucht die Wirklichkeit so realistisch wie möglich abzubilden, kann aber die Komplexität der Natur niemals in ihrer Gesamtheit darstellen. Der Versuch eine geklüftete Felsmasse in all ihren Details zu beschreiben und in ihrer Gesamtheit zu simulieren würde aus mehreren Gründen, zufolge aktuellen Stand der Technik, nicht möglich sein.

Neben den potentiellen Messungenauigkeiten spielen vor allen Dingen der begrenzte Messumfang eine entscheidende Rolle. Trotz der ausführlichen Untersuchungen in situ können nur eine begrenzte Anzahl an Daten gesammelt werden. Eine Stichprobe kann die wirklichen

Gegebenheiten niemals korrekt abbilden, sondern sich diesen lediglich annähern. Die errechneten statistischen Verteilungsfunktionen zu den einzelnen geometrischen Eingangsgrößen der diskreten Kluftnetzwerke sind dadurch mit Unsicherheiten behaftet. Es kommt unweigerlich zu Ungenauigkeiten in der Modellierung und zu einer starken Vereinfachung der geklüfteten Felsmasse.

Es ist gängige Praxis die aufgenommenen Flächen als planare Flächen darzustellen. Für zahlreiche Problemstellungen in der Ingenieurgeologie können Diskontinuitäten auf diese Weise hinreichend genau dargestellt werden. Die im Arbeitsgebiet vorhandenen Diskontinuitäten entsprechen aufgrund der großen Verfaltungen oftmals keinen ebenen Trennflächen. Ein Beispiel der Komplexität der Felsmasse in Vals wird in Abbildung 8.13 dargestellt.



Abb. 8.13: Hoher Grad an Verfaltungen im Arbeitsgebiet. Eine planare Modellierung des in situ Trennflächengefüges entspricht meist nicht der Realität, Foto: Wildbach- und Lawinerverbauung Tirol

Im Zuge einer numerischen Modellierung gilt es immer einen vernünftigen Kompromiss zwischen der Auflösung, der Detailtreue sozusagen und der benötigten Rechenleistung bzw. der benötigten Rechenzeit zu finden. Das aus den aufgenommenen Daten resultierende Trennflächengefüge musste in seiner Komplexität und vor allen Dingen in der Anzahl generierten Klüfte

vereinfacht werden. Folgende Vereinfachungen wurden für das diskrete Trennflächensystem getroffen:

- Die in situ gemessene Kluftdichte wurde auf ein Zehntel reduziert. Hierbei wurde zur Generierung des Trennflächengefüges nur ein Zehntel der Anzahl der am Ausbiss gezählten Klüfte verwendet.
- Modellierte Trennflächen mit einem Radius kleiner als zwei Meter werden aus den Trennflächennetzwerken gelöscht. Diese Vereinfachung verhindert kleine Trennflächen und somit resultierende kleine Splitter im Rock Mass Model.
- Klüfte mit einem Abstand von weniger als einen Meter, welche sich lediglich um 10° in ihrer Ausrichtung voneinander unterschieden werden vereint. Durch diese Vereinfachung wurden implementiert um schleifende Schnitte zu verhindern.

Die Vereinfachungen werden getroffen, um letztendlich weniger Blöcke zu erhalten nachdem wir das Modell mit dem Discrete Fracture Network geteilt haben. Die Vereinigung naheliegender Trennflächen wurde durchgeführt, um nadelförmige Blöcke zu vermeiden. Diese nehmen in der Kalkulation aufgrund einer erschwerten Kontakterkennung besonders viel Rechenzeit in Anspruch. Das Discrete Fracture Network wurde nur auf eine begrenzte Region im Synthetic Rock Mass Model angewandt, dort wo sich der Keil bilden sollte, angewandt.

Auch die resultierende Blockansammlung musste, um die benötigte Rechenzeit für das Modell zu verkürzen entsprechend vereinfacht werden. Es wurde eine Routine programmiert, welche die Blöcke nach bestimmten Eigenschaften filtert und anschließend löscht. Blöcke wurden nach den folgenden Kriterien gefiltert:

- Blöcke mit einem Volumen kleiner als $1m^3$ wurden aus der Berechnung ausgeschlossen.
- Blöcke, welche eine Oberfläche kleiner als $10cm^2$ haben, werden gefiltert. Alle Blöcke aus dieser Kategorie mit einem Volumen kleiner als $2m^3$ wurden aus der Berechnung ausgeschlossen.
- Blöcke, welche über eine Kantenlänge kleiner als $10cm$ verfügen und ein Volumen kleiner als $2m^3$ haben wurden gelöscht.
- Blöcke, deren Kanten einen Winkel von über 178° einschließen und ein Volumen kleiner als $2m^3$ haben werden gelöscht.
- Übersteigt das Verhältnis maximaler Kantenlänge zum Volumen eines Blockes den Wert 10 und hat dieser ein Volumen kleiner als $2m^3$ wird auch dieser Block aus der Berechnung ausgeschlossen. Diese Routine filtert nadelförmige Volumen aus der Blockansammlung.

8.4.5 Auswertung

Die eigentliche Problemstellung des vorliegenden Projektes handelt von der Modellierung und Simulation des Abbruchereignisses des Felssturz Vals. Wesentlich war ein möglichst detailgetreuer Aufbau der Felsböschung und des innewohnenden Trennflächengefüges. Um den Abbruch naturgetreu zu modellieren musste das Modell in der Lage sein die beiden großen keilbildenden Versagensflächen zu simulieren. Das Discrete Fracture Network wurde auf Basis der in situ aufgenommenen Trennflächen aufgebaut und sollte das wahre Trennflächengefüge repräsentieren. Durch das Discrete Fracture Network sollte eine ungefähre Richtung der Versagensflächen vorgegeben sein. Die durchgehenden Trennflächen sollten sich im Verlauf der Simulation zufolge Versagen der Felsbrücken in der Felsmasse bilden. Die Versagensflächen konnten im gegebenen Modell nicht rekonstruiert werden. Mögliche Gründe werden im anschließenden Kapitel diskutiert.

Für jede der sechs aufgenommenen Kluftscharen wurde ein unabhängiges Discrete Fracture Network konstruiert. Die Anzahl der diskretisierten Trennflächen pro Kluftchar wird in untenstehender Tabelle 8.4 aufgelistet. Insgesamt bestand das diskrete Trennflächennetzwerk aus 1.876.573 diskreten Scheiben. Nach der Vereinfachung waren es insgesamt 38.667 diskrete Scheiben.

Tab. 8.4: Anzahl der in 3DEC modellierten scheibenförmigen diskreten Trennflächen je Kluftchar vor und nach der Vereinfachung.

Diskretes Kluftnetzwerk	Anzahl vor der Vereinfachung	Anzahl nach der Vereinfachung
DFN: k1	154.792	2.682
DFN k2	345.383	1.971
DFN k3	519.483	12.955
DFN k21	436.665	6.083
DFN sf	112.269	3.918
DFN st	307.981	11.059

Das Modell hat nach dem Einfügen der diskreten Kluftnetzwerke insgesamt 351.532 resultierende Blöcke, nach erfolgter Vereinfachung bleiben dem Modell 246.508 Blöcke erhalten. Aufgrund des großen Maßstabes und der großen Anzahl der Blöcke war das Modell mit den zur Verfügung stehenden Mitteln nicht berechenbar. Das Modell noch weiter zu vereinfachen wäre nicht zweckdienlich, da man den Bezug zum tatsächlichen Zustand des Arbeitsgebietes verlieren würde. Wie bereits angesprochen konnten die beiden maßgebenden Versagensflächen nicht modelliert werden bzw. entstanden nicht im Zuge der Simulation. Der Versuch das

Verhalten der Felsböschung korrekt abzubilden war eine schwierige Aufgabe. Grundsätzlich beanspruchte das Modell aufgrund der Größe und Komplexität sehr viel Rechenleistung, für eine Gesamtanzahl von 1.000 Timesteps, sogenannten virtuellen Zeitschritten, benötigt 3DEC eine Dauer von 40 Stunden. Die Idee des Synthetic Rock Mass Models ist es die natürlichen Gegebenheiten diskret in einem Modell darzustellen, aus diesem Grund wurde das Modell nicht weiter vereinfacht. Gar keine Vereinfachungen des Trennflächengefüges führten allerdings zu einer sehr großen Fraktionierung der Felsmasse im System. Es konnten sich zufolge der sehr kleinen Blöcke keine großen Trennflächen ausbilden, das Verhalten ähnelte einer grobkörnigen homogenen Masse in der keine Vorzugsrichtungen mehr erkennbar sind. In Abbildung 8.17 wird das modellierte Arbeitsgebiet abgebildet. Im maßgebenden Bereich wurde bereits das Discrete Fracture Network eingefügt. Die Gebirgsmasse ist, dort wo sich die Versagensflächen ausbilden sollen, stark fraktioniert. Die einzelnen Blöcke werden im Modell bunt dargestellt, die übrige fixierte Gebirgsmasse ist blau eingefärbt.

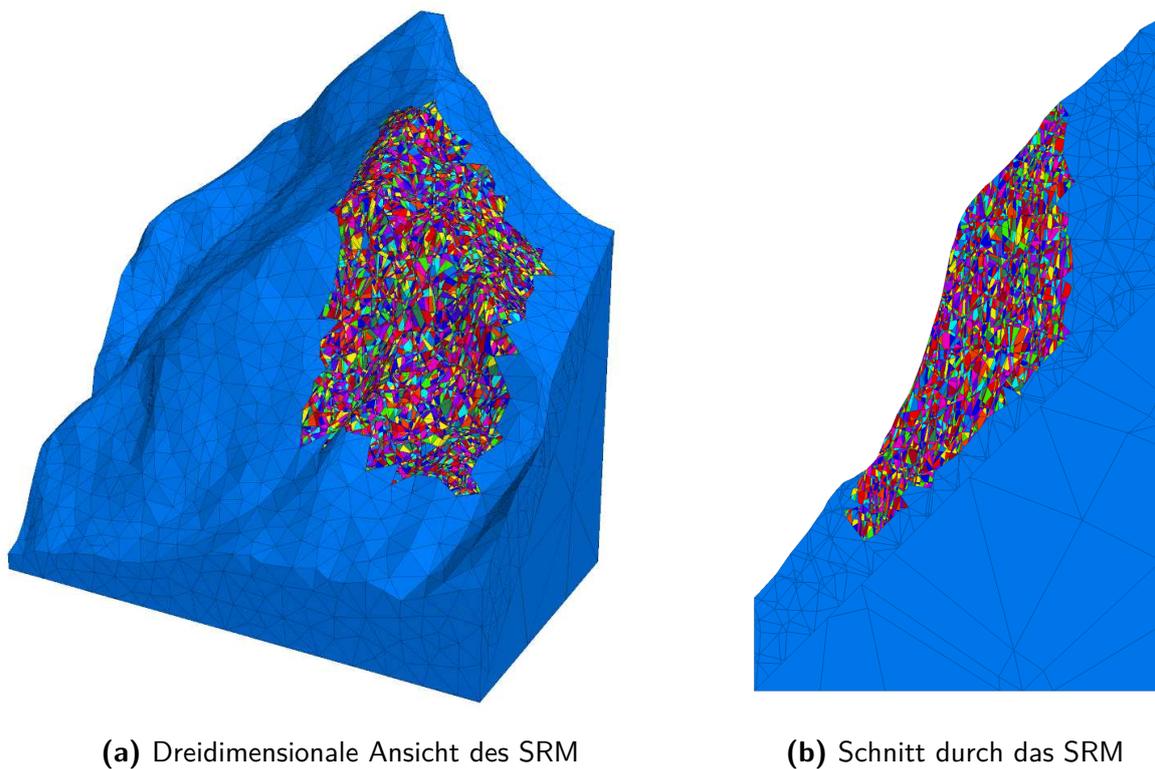


Abb. 8.14: Modellierte diskrete Blöcke des 3DEC Modells

Bevor das Modell einer Simulation unterzogen wurde musste der sogenannte Initial State hergestellt werden, ein Anfangszustand an dem das System in Gleichgewicht ist und kein Versagen auftritt. Unter dem diesem Anfangszustand versteht man auch eine anfängliche rein elastische Lösung, er soll den anfänglichen Spannungszustand des Systems simulieren. Dies

ist essentiell da wir die Entstehungsgeschichte, beispielsweise die tektonische Belastung des Systems nicht kennen. Dazu erhalten alle Trennflächen eine unendlich hohe Festigkeit, plastische Deformationen finden im gesamten System nicht statt. Verzerrungen, welche sich während dieses Vorganges bilden, haben keine Bedeutung für eine weitere Kalkulation und müssen daher vor der eigentlichen Berechnung auf Null gesetzt werden. Sobald der Anfangsspannungszustand erreicht wurde kann mit der eigentlichen Simulation begonnen werden.

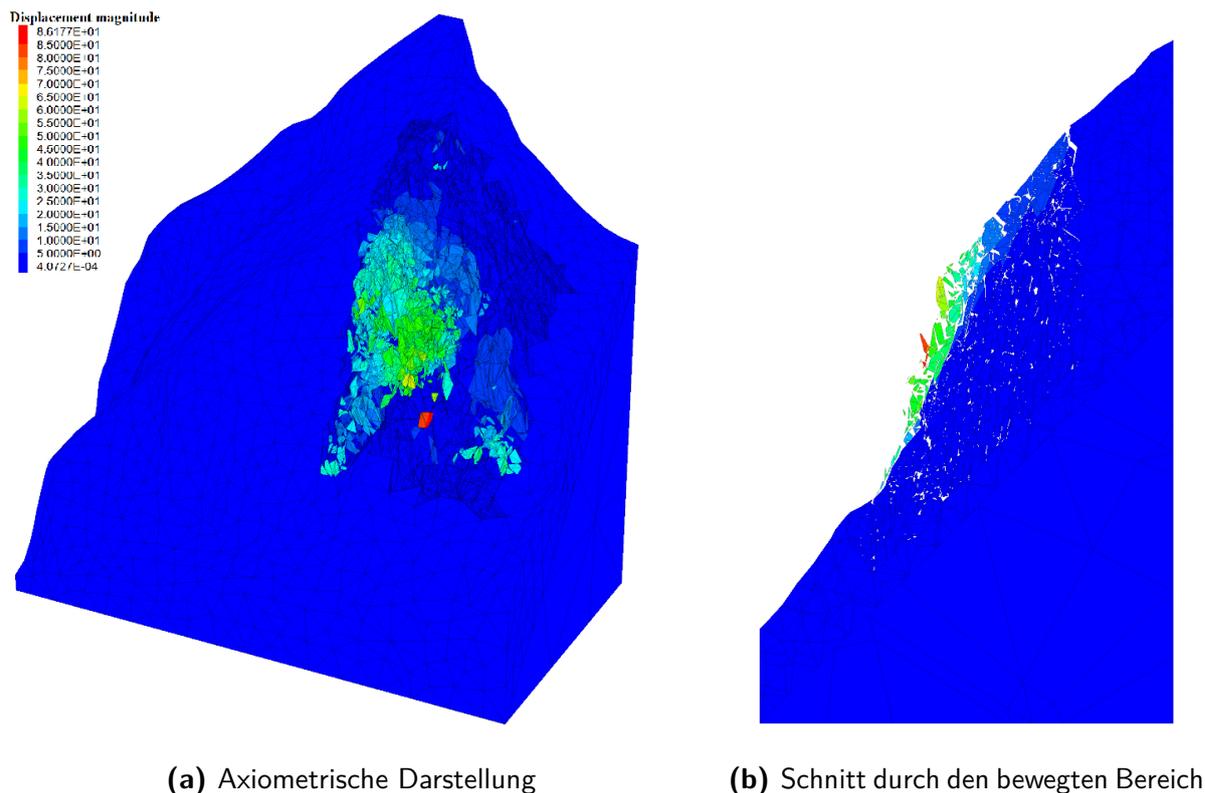


Abb. 8.15: Konturplot der Magnitude der Verschiebungen in Meter.

In Abbildung 8.15 werden die maximalen Verschiebungen im System dargestellt. Die Legende an der linken Seite gibt Aufschluss über die Größenordnung der Verschiebungen in Metern. Die maximalen Verschiebungen finden wir in der Mitte der geklüfteten Felsmasse ungefähr dort, wo sich der Keil ausbilden sollte. Die Versagensflächen bilden sich in keinem der unternommenen Versuche aus. Deutlich erkennt man die stark fraktionierte Gebirgsmasse aus der sich an der Oberfläche Blöcke aus dem Felsverband lösen.

8.4.6 Diskussion

Die eigentliche Problemstellung war es die beiden keilbildenden Versagensflächen des Felssturzes zu modellieren, bzw. das in situ Trennflächengefüge zu konstruieren, sodass die Versagens-

flächen im Verlauf der Simulation auf natürlichen Wege entstehen. Wie bereits in Kapitel 6, Seite 40 besprochen unterscheiden sich Gesteinsfestigkeiten und Gebirgsfestigkeiten erheblich. Das Synthetic Rock Mass Model hat den Vorteil auf Basis der in Laborversuchen ermittelten Gesteinsfestigkeiten auf die Gebirgsmasse in einem großen Maßstab zu schließen. Dies ist möglich da die einzelnen Blöcke und Trennflächen naturgetreu und diskret modelliert werden, letztendlich wird die Gebirgsmasse modelliert. Nach erfolgter Simulation wäre es theoretisch möglich gewesen weitere Prognosen bezüglich der Stabilität der Felsböschung und Aussagen über etwaige Sicherheitsmaßnahmen gegen weitere Sturzprozesse zu tätigen.

Ziel der Methodik ist es ein besseres Verständnis für Massenbewegungen, insbesondere der Sturzprozesse von Felsböschungen, zu erlangen. Problemstellungen in der Ingenieurgeologie sind aufgrund der Komplexität der geklüfteten Gebirgsmasse, sowie den verhältnismäßig großen Ausdehnungen der zu untersuchenden Ereignisse in Relation zu anderen Ingenieursdisziplinen, besonders schwierig rational zu erfassen und nachzuvollziehen. Die Anwendung eines Synthetic Rock Mass Model in Kombination mit einem Discrete Fracture Network kommt heute vor allem im Montanwesen, sei es im Tage- als auch im Untertagebau, vor. Es lassen sich damit der Fragmentierungsgrad vorhersagen, Analysen bezüglich der Kinematik einzelner Blöcke durchführen oder Grundwasserströmungen bestimmen. Im klassischen Tiefbau wird das Verfahren zum Beispiel beim Bau von nuklearen Endlagerstätten oder bei Geothermie zum Einsatz.

Nach aktuellem Stand der Technik ist die Analyse einer Felsböschung in diesem Maßstab trotz großer Fortschritte auf dem Gebiet der angewandten Felsmechanik in der Praxis noch nicht durchführbar. Die Versagensflächen konnten sich in keinem der durchgeführten Variationen des Synthetic Rock Mass Models ausbilden. Bei durchgeführten Forschungsprojekten, die ebenfalls ein Synthetic Rock Mass Model aufgreifen, handelt es sich meist um akademische Problemstellungen in einem klar definierten Rahmen und einer überschaubaren Größe, siehe beispielsweise Pierce et al. (2007) oder Mas Ivars et al. (2011). Anfallende Datenmengen um das Versagen einer Felsböschung wie im gegebenen Fallbeispiel Vals zu untersuchen können auf handelsüblichen Computern (noch) nicht in einer vernünftigen Rechenzeit behandelt werden. Es gestaltet sich als außerordentlich schwierig eine Gebirgsmasse anhand der in situ aufgenommenen Daten zu rekonstruieren. Das Gefüge mit all seinen Verfaltungen und wechselnden Bedingungen kann in seiner tatsächlichen Form nicht abgebildet werden. Verzichtet man auf Vereinfachungen oder versucht diese zu minimieren kann die Software die anfallende Datenmenge nicht mehr verarbeiten. Wird das Modell zu sehr simplifiziert verliert es den Bezug zur Realität. Mit den derzeit gebräuchlichen Erkundungsmethoden können nur eine begrenzte Anzahl an Informationen gesammelt und in das Modell implementiert werden. Hinzu kommen Unsicherheiten über die Beschaffenheit der Gebirgseigenschaften im Fels. Erkundungsmethoden sollten in

bearbeiteten Maßstab als Stichproben verstanden werden und geben nur einen begrenzten Einblick in das tatsächliche Gefüge. Eine geklüftete Gebirgsmasse in einem ähnlichen Maßstab wie im behandelten Fallbeispiel zu modellieren ist praktisch noch nicht zweckdienlich. Für die Zeit bleibt die Problemstellung eine rein akademische. Es war letztendlich nicht möglich den Keil zu simulieren. Mit dem vorliegenden Modell konnte keine Grenzgleichgewichtsbetrachtung durchgeführt werden. Eine Parameterstudie, eine Rückrechnung auf die zum initialen Versagen führenden Parameter war aufgrund der exzessiven Berechnungsdauer nicht möglich. Das Modell wurde aufgegeben.

8.5 Rückrechnung des Abbruchereignisses vom Dezember 2017 in Vals (Tirol)

Ziel der Untersuchung war zu verifizieren, wie weit im Labor bestimmte Materialparameter für ein SRM-Modell angewendet werden können. Zu diesem Zweck wurde das Abbruchereignis des Felssturzes Vals rückgerechnet. Es wurden drei Modelle untersucht. Modell A betrachtet die gesamte Abbruchmasse (Keil) als starren Körper, Modell B berücksichtigt einen zerbrechenden Keil durch einen antithetischen Bruch und Modell C betrachtet eine durch das DFN fragmentierte Abbruchmasse. Ausgangspunkt der Rückrechnung waren das modellierte Geländemodell wie in Kapitel 8.4 beschrieben und in Abbildung 8.17 dargestellt. Die Auflösung der basalen Topographie blieb unverändert bei einer Kantenlänge der Tetraeder von 20 Metern. Im großen Unterschied zur vorherigen Simulation fügten wir die beiden keilbildenden Trennflächen vorab in das Geländemodell ein. Ziel war es sich Schritt für Schritt an eine stark fragmentierte Felsmasse vorzuarbeiten, um die bestehenden Labordaten mit den in den Simulationen zurückgerechneten Modellparametern zu vergleichen. Ein weiterer wichtiger Punkt war es ein besseres Verständnis für die versagende Felsböschung zu erlangen. So wurden beispielsweise die Einflüsse der Kluftintensität und letztendlich der Einfluss der Blockgröße auf den Versagensmechanismus der Felsböschung untersucht.

8.5.1 Vorgehensweise

Aus der dreidimensionalen Punktwolke aus den LIDAR-Untersuchungen wurden die Position und die Orientierung der beiden großen keilbildenden Trennflächen extrahiert. Mit CloudCompare ist es möglich einen bestimmten Bereich der Punktwolke auszuwählen und diese Punkte anschließend zu Flächen zu vernetzen. In einem weiteren Schritt kann die Orientierung dieser Flächen bestimmt werden. Um die Geometrie des Keils einfach zu halten beschränkten wir uns auf lediglich vier keilbildende Trennflächen. In CloudCompare kann ebenfalls eine stereografische Projektion der erzeugten Flächen erstellt werden. In Abbildung 8.16 sind die Gefügediagramme der beiden großen Gleitflächen links und rechts der abgebrochenen Felsböschung dargestellt. Deutlich kann die Übereinstimmung zu den in situ aufgenommenen Trennflächen, siehe Abbildung 8.7a und 8.7b, erkannt werden.

8.5.2 Modellparameter

Den folgenden drei Modellen wurde ein linear elastisches, isotropes Materialverhalten zugrunde gelegt. Die anfänglichen Materialkennwerte des intakten Gesteins wurden auf Basis der Laboruntersuchungen wie folgt gewählt:

- Dichte $\rho = 2750 \text{ kg/m}^3$
- Elastizitätsmodul $E = 30 \text{ GPa}$
- Poissonzahl $\nu = 0,2$
- Reibungswinkel $\phi = 30^\circ$
- Kohäsion $c = 8,0 \text{ MPa}$
- Zugfestigkeit $\sigma_Z = 5,0 \text{ MPa}$
- Kompressionsmodul $K = 16,6 \text{ GPa}$
- Schubmodul $G = 12,5 \text{ GPa}$

Der Kompressionsmodul K und der Schubmodul G lassen sich wie folgt aus dem Elastizitätsmodul E und der Poissonzahl ν berechnen.

$$K = \frac{E}{3(1 - 2\nu)} \quad (8.1)$$

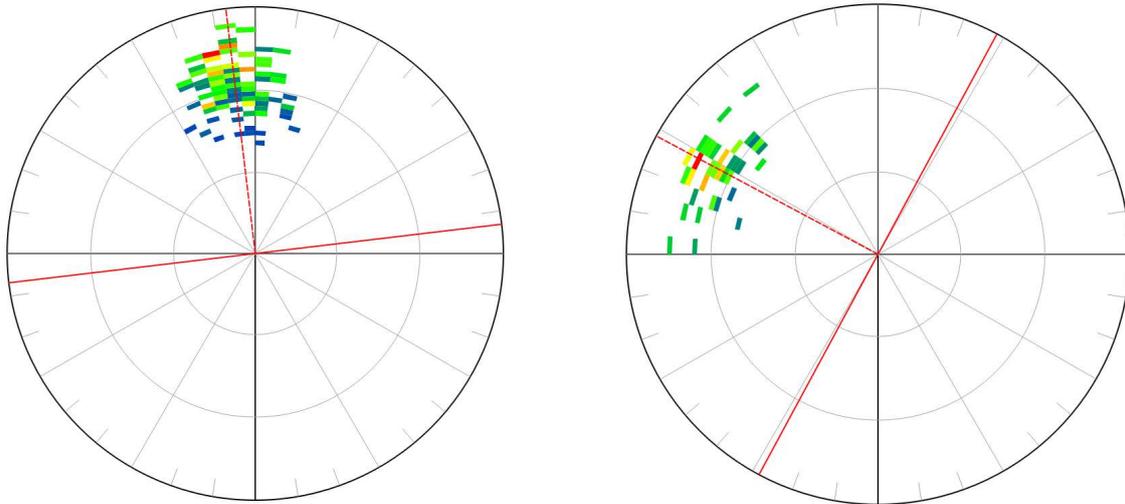
$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)} \quad (8.2)$$

Die Zugfestigkeit lässt sich dabei zufolge den Resultaten der im Labor durchgeführten Spaltzugversuche (Brazilian Test) abschätzen, siehe Gleichung 8.3.

$$\sigma_Z = 0,9\sigma_{SZ} \quad (8.3)$$

Die Festigkeiten in den Trennflächen ergeben sich zu:

- Normalsteifigkeit $j_{kn} = 100 \text{ MPa}$
- Schersteifigkeit $j_{ks} = 100 \text{ MPa}$
- Reibungswinkel $j_{friction} = 20^\circ$
- Kohäsion $j_{cohesion} = 0,2 \text{ MPa}$
- Zugfestigkeit $j_{tensile} = 0,0 \text{ MPa}$



(a) Gefügediagramm der Trennfläche k1 aus CloudCompare (b) Gefügediagramm der Trennfläche k2 aus CloudCompare

Abb. 8.16: Stereografischen Projektionen aus CloudCompare

Die Modellfestigkeiten zum Zeitpunkt des initialen Versagens wurden mit der sogenannten Strength Reduction Method, nach Griffiths und Lane (2001) und Dawson et al. (1999) ermittelt, siehe Kapitel 5.2.5, Seite 37. Dabei werden die Kohäsion c sowie der Reibungswinkel ϕ im System über einen Reduktionsfaktor schrittweise vermindert bis schließlich Versagen eintritt. Ein wichtiger Parameter in der numerischen Simulation von 3DEC um das System auf Stabilität zu untersuchen ist die sogenannte *maximum unbalanced force*. Es handelt sich dabei um die größte unausgeglichene Kraft welche in 3DEC auf die einzelnen Gitterpunkte der zonierten Blöcke wirkt. Maßgebend ist das Verhältnis dieser maximalen Kraft zum mittleren Absolutwert der wirkenden Kräfte in System. Diese Verhältnis wird auch maximum unbalanced force ratio genannt. Ist dieses Verhältnis kleiner als 1% kann davon ausgegangen werden, dass sich das System in einem statischen Gleichgewichtssystem befindet.

8.5.3 Modell A

Bei Modell A wird der Keil als einzelner Block modelliert, vergleiche dazu Abbildung 8.17. Dem Keil, als auch der übrigen Gebirgsmasse wurde ein linear elastisches, isotropes Materialverhalten zugewiesen. Die Trennflächen im Modell wurden mit dem Coulomb Slip Model beschrieben, siehe dazu Kapitel 5.2.6, Seite 38. Es handelt sich dabei um ein elastisch-plastisches Materialverhalten. Bei Versagen der Trennflächen zufolge Abscheren werden die ursprünglichen Festigkeitskennwerte mit sogenannten Residualwerten ersetzt. Da keine Residualwerte für die Kohäsion oder den Reibungswinkel bekannt waren, wurde die anfänglichen Werte beibehalten. Das Abgleiten eines Keils wie im modellierten Beispiel ist eine sehr starke Vereinfachung der realen Verhältnisse, man kann dadurch aber bereits auf einige Tendenzen in Hinblick auf das tatsächliche Verhalten erkennen.

Der errechnete Sicherheitsfaktor für den einzelnen Keil im Modell A liegt bei $S = 1,2$. Die neu berechneten Festigkeitsparameter im Grenzgleichgewicht ergeben sich zu:

- Reibungswinkel $\phi_{Grenz} = 16,87^\circ$
- Kohäsion $c_{Grenz} = 0,16MPa$

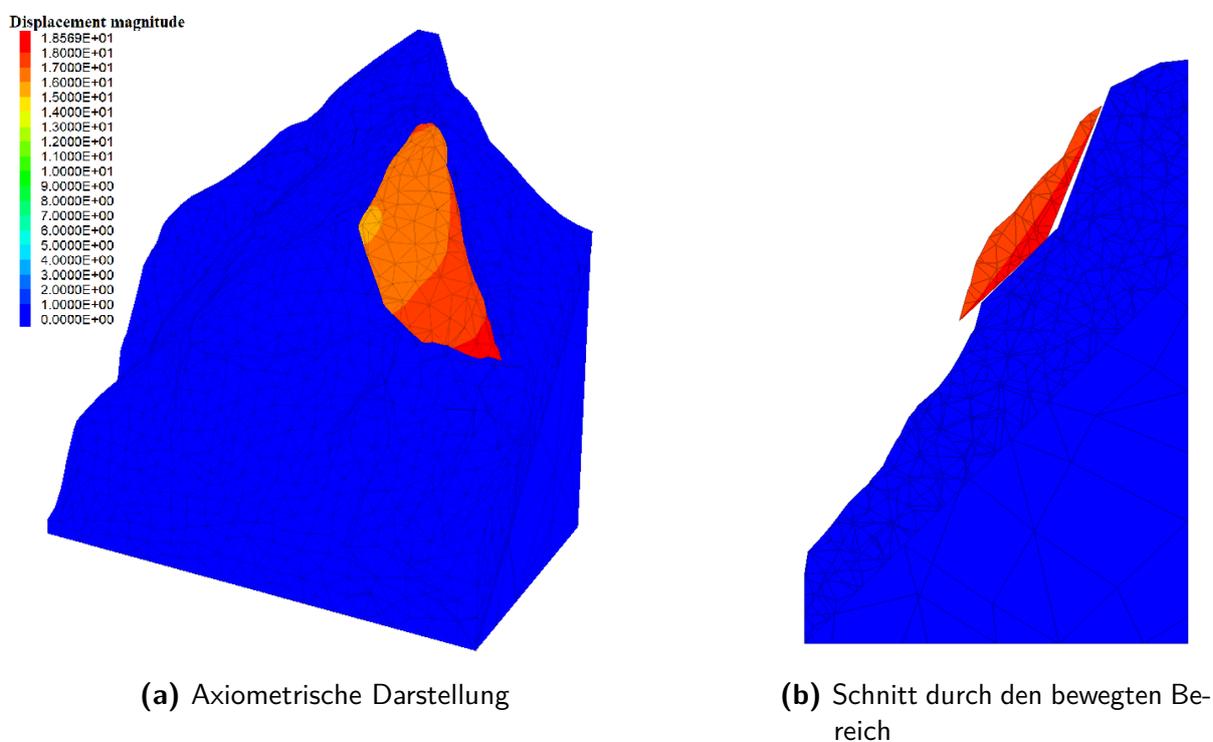
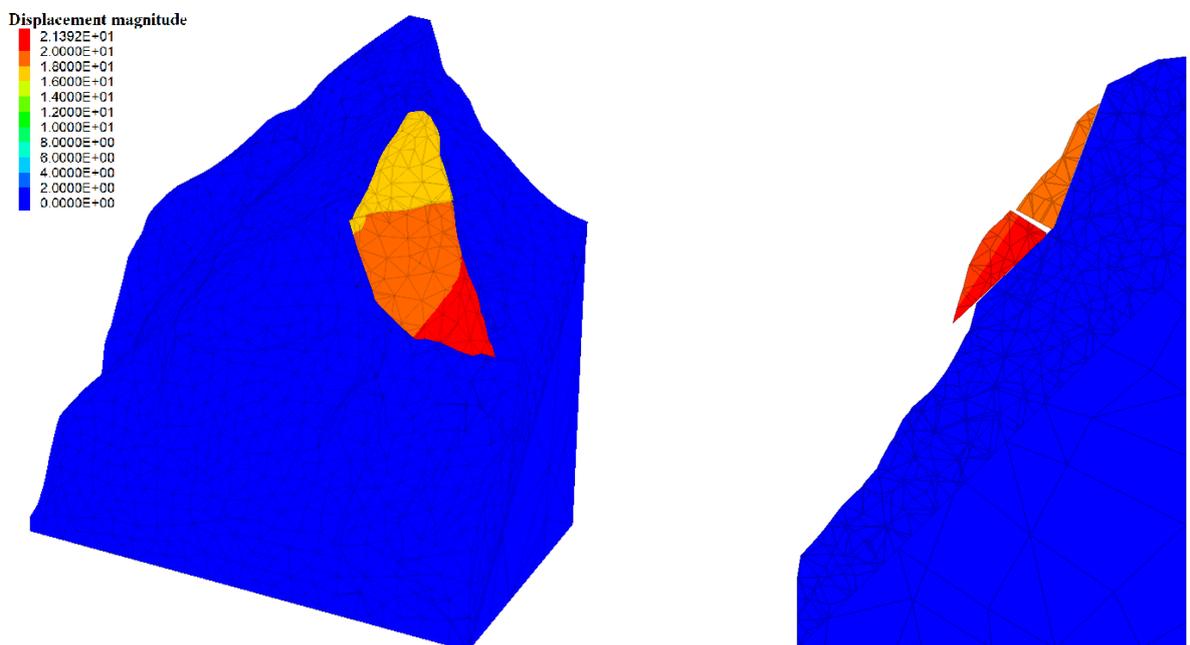


Abb. 8.17: Konturplot der Magnitude der Verschiebungen in Meter.

8.5.4 Modell B

Der Modellierungsvorgang in Modell B war im Wesentlichen identisch wie der bei Modell A. Der Keil gleitet wie bereits erwähnt nicht auf einer oder zwei Versagensflächen, sondern zufolge der vier verschiedenen Trennflächen auf einer polygonalen Trennfläche. Um ein realistischeres Versagensverhalten zu simulieren, wurde in den Knickpunkten der polygonalen Gleitfläche eine weitere Trennfläche modelliert. Diese antithetische Trennfläche sind für Scherverschiebungen zwischen den einzelnen Teilkörpern notwendig, vergleiche Kapitel 2, Abbildung 2.1 c. Die Modellparameter sowie die Trennflächenfestigkeiten sind die gleichen wie in Modell A. Auch die Vorgehensweise den Sicherheitsfaktor mit der Strength Reduction Method zu ermitteln wurde übernommen. Der errechnete Sicherheitsfaktor für den Keil mit antithetischem Bruch liegt wie im Modell A bei $S = 1,2$. Die neu berechneten Festigkeitsparameter im Grenzgleichgewicht ergeben sich daher erneut zu:

- Reibungswinkel $\phi_{Grenz} = 16,87^\circ$
- Kohäsion $c_{Grenz} = 0,16MPa$



(a) Axiometrische Darstellung

(b) Schnitt durch den bewegten Bereich

Abb. 8.18: Konturplot der Magnitude der Verschiebungen in Meter.

8.5.5 Modell C

Im Modell C wurde ein weiteres Mal der Keil wie in den beiden vorhergehenden Versuchen modelliert. Im Keil wurde anschließend das auf Basis des in situ aufgenommenen Trennflächengefüges erzeugte Discrete Fracture Network eingeschrieben, siehe Kapitel 8.4.2.1, Seite 66. Die Kluftdichte wurde auf Grund der Rechenbarkeit auf ein Zwanzigstel reduziert. So konnte eine stark fraktionierte Felsmasse erzeugt werden, welche in etwa der fraktionierten Felsmasse im Arbeitsgebiet entspricht. Im eigentlichen Versuchsaufbau, siehe Kapitel 8.4, Seite 64 haben sich keine Trennflächen gebildet. Für vorliegenden Versuchsaufbau wurden die Versagensflächen zufolge der Geometrie des Keils vorgegeben. Der errechnete Sicherheitsfaktor für die fraktionierte Felsmasse liegt bei $S = 0,4$. Mit den zufolge der Laboruntersuchungen ermittelten Modellparameter findet somit Versagen statt. Die neu berechneten Festigkeitsparameter für das Grenzgleichgewicht ergeben sich zu:

- Reibungswinkel $\phi_{Grenz} = 42,3^\circ$
- Kohäsion $c_{Grenz} = 0,5 MPa$

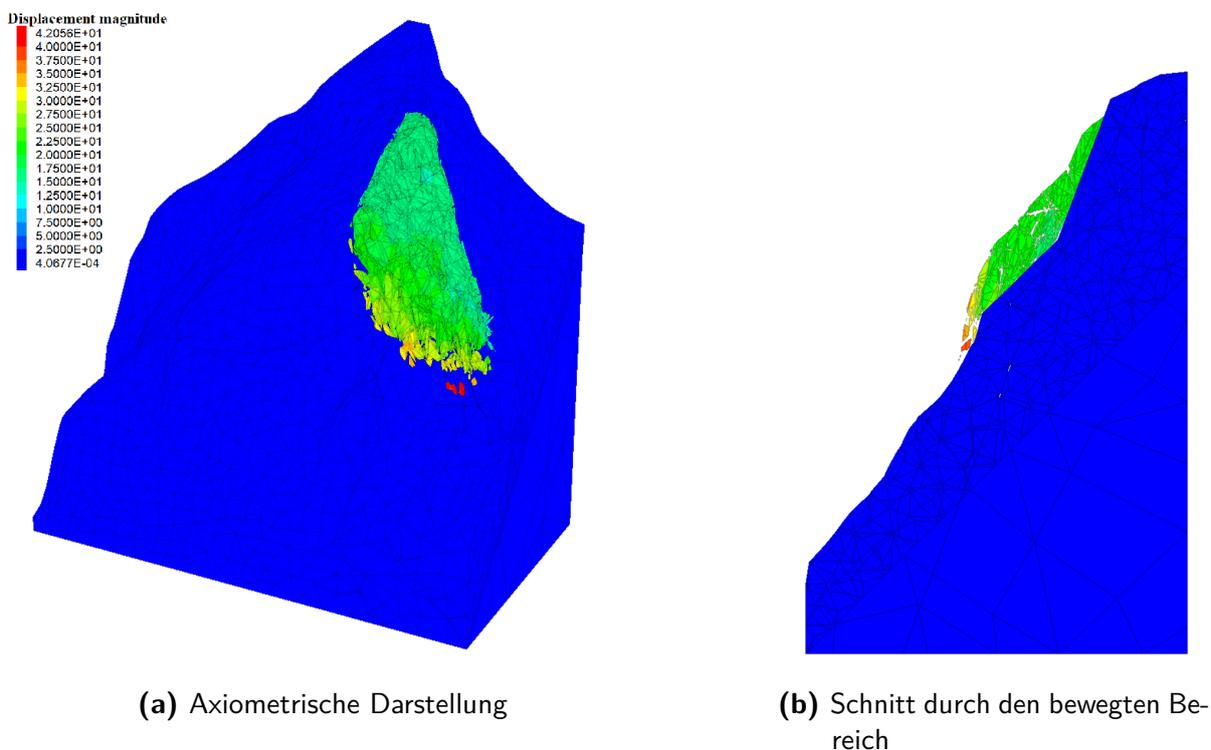


Abb. 8.19: Konturplot der Magnitude der Verschiebungen in Meter.

8.5.6 Einfluss der Kluffintensität auf die Standsicherheit der Felsböschung

Es wurden zwei weitere Versuchsreihen durchgeführt, in denen der Einfluss der Kluffintensität, letztendlich der Grad der Fragmentierung, auf die Standsicherheit der Felsböschung untersucht wird. Als Grundlage dient der Versuchsaufbau in Modell C. Der in der Rückrechnung beschriebene Keil wird mit dem DFN aus den aufgenommenen Daten zerteilt. Der einzige Parameter der für jeden Versuch variiert wird, ist die Kluffintensität und damit die Anzahl der enthaltenen Klüfte. Die Kluffintensitäten wurden zu einem Zwanzigstel, einem Vierzigstel, einem Achzigstel und einem Hundertstel der anfänglichen Intensität I_{Start} gewählt. Die in den Ergebnistabellen gelistete Spalte I_{Neu}/I_{Start} repräsentiert dieses Verhältnis. Anschließend wird erneut mit der Strength Reduction Methode der Sicherheitsfaktor für jeden durchgeführten Versuch bestimmt.

8.5.6.1 Versuchsreihe 1

In Versuchsreihe 1 wird der Gebirgsmasse ein linear elastisches, isotropes Materialverhalten zugrunde gelegt. Die ursprünglichen Modellparameter ergeben sich wie in den vorhergehenden Modellen, siehe Kapitel 8.5.3. Es werden in den Versuchen nur die Kluffintensitäten variiert. Zu jeder veränderten Kluffintensität werden je zwei Rechenläufe gemacht. Beim ersten Durchlauf, Versuchsreihe 1a, werden die Kohäsion und der Reibungswinkel der Versagensfläche mit der Strength Reduction Methode reduziert. Beim zweiten Durchlauf, Versuchsreihe 1b, werden alle bestehenden Trennflächen, auch die Trennflächen des Discrete Fracture Networks der Reduktionsmethode unterzogen. Ziel der Versuchsreihe ist es den Einfluss der Blockgröße auf die Standsicherheit der Felsböschung zu erörtern. In den folgenden Tabellen 8.5 und 8.6 werden die Resultate der Versuche aufgeführt:

Tab. 8.5: Versuchsreihe 1a: Dem intakten Gestein liegt ein linear-elastisches, isotropes Materialverhalten zugrunde. Nur die Kohäsion und der Reibungswinkel der Versagensfläche wurden mittels der SR-Methode reduziert.

Versuch Nr.	I_{Neu}/I_{Start}	Sicherheit
Versuch_1_1a	1/20	0,4
Versuch_1_2a	1/40	0,4
Versuch_1_3a	1/80	0,6
Versuch_1_4a	1/100	0,9

Tab. 8.6: Versuchsreihe 1b: Dem intakten Gestein liegt ein linear-elastisches, isotropes Materialverhalten zugrunde. Die Kohäsion und der Reibungswinkel aller Trennflächen wurden mittels der SR-Methode reduziert.

Versuch Nr.	I_{Neu}/I_{Start}	Sicherheit
Versuch_1_1b	1/20	0,4
Versuch_1_2b	1/40	0,4
Versuch_1_3b	1/80	0,6
Versuch_1_4b	1/100	0,8

8.5.6.2 Versuchsreihe 2

In Versuchsreihe 2 wird die Gebirgsmasse mit starren Blöcken simuliert. Durch die Anwendung eines sogenannten Rigid Block Models kann im Laufe einer Simulation erheblich Rechenleistung und somit auch Zeit gespart werden. Die Modellparameter beschränken sich somit für den intakten Fels auf eine Dichte von $\rho = 2750 \text{ kg/m}^3$. Die Blöcke sind nicht verformbar. Den Trennflächen werden nach wie vor mit dem Coulomb Slip Model, siehe Kapitel 5.2.6, modelliert. Erneut werden zwei Rechendurchläufe, nach dem Vorbild von Versuchsreihe 1 durchgeführt. In Versuchsreihe 2a werden Kohäsion und Reibungswinkel der Versagensfläche reduziert, in Versuchsreihe 2b werden alle Trennflächen im Modell mit der Strengh Reduction Methode reduziert. Ziel der Durchführung ist es den Einfluss die Verwendung von starren Blöcken auf die Standsicherheit der Felsmasse zu erhalten. In den Tabellen 8.7 und 8.8 wird erneut der Sicherheitsfaktor gegen Versagen der Felsböschung aufgelistet:

Tab. 8.7: Versuchsreihe 2a: Die intakten Gesteinsblöcke werden als starre Blöcke simuliert. Nur die Kohäsion und der Reibungswinkel der Versagensfläche wurden mittels der SR-Methode reduziert.

Versuch Nr.	I_{Neu}/I_{Start}	Sicherheit
Versuch_2_1a	1/20	0,4
Versuch_2_2a	1/40	0,4
Versuch_2_3a	1/80	0,6
Versuch_2_4a	1/100	0,7

Tab. 8.8: Versuchsreihe 2b: Die intakten Gesteinsblöcke werden als starre Blöcke simuliert. Kohäsion und Reibungswinkel aller Trennflächen wurden mittels der SR-Methode reduziert.

Versuch Nr.	I_{Neu}/I_{Start}	Sicherheit
Versuch_2_1b	1/20	0,4
Versuch_2_2b	1/40	0,4
Versuch_2_3b	1/80	0,6
Versuch_2_4b	1/100	0,7

8.5.7 Auswertung & Diskussion

Bei Modell A wurde ein sehr einfacher Keil untersucht. Der Keil wie in dieser ersten Testreihe dargestellt, würde sich in der Natur auf diese Art und Weise nicht formen können, doch gibt der Versuch eine erste Vorstellung von den in situ herrschenden Trennflächenfestigkeiten, der Kohäsion c und dem Reibungswinkel ϕ . Die ursprünglichen Reibungswinkel sind aus den geotechnischen Laborversuchen zu $\phi = 20^\circ$ ermittelt worden, die Kohäsion beträgt $c = 0,2\text{MPa}$. Zuzufolge der Strength Reduction Method ergibt sich für Modell A ein Sicherheitsfaktor von $S = 1,2$ und damit ein kritischer Reibungswinkel von $\phi_{Grenz} = 16,87^\circ$ und eine kritische Kohäsion von $c_{Grenz} = 0,16\text{MPa}$.

Auch im Modell B lässt sich mit dem gleichen Verfahren ein Sicherheitsfaktor von $S = 1,2$ ermitteln. Auch bei diesem Versuch handelt es sich um einen stark vereinfachten Sturzprozess. Es wurde, anders als in Modell A im Knickpunkt des versagenden Keils ein antithetischer Bruch eingeführt um ein realistischeres Versagensbild zu generieren. Der antithetische Bruch hat nur geringfügig Einfluss auf die Standfestigkeit.

In Modell C wurde der besprochene Keil mit einem Discrete Fracture Network zerteilt. Das DFN repräsentiert hierbei das Trennflächengefüge im Arbeitsgebiet. Die Versagensflächen sind wie in Modell A und B bereits modelliert. Der Sicherheitsfaktor beträgt $S = 0,4$, damit die Felsböschung standsicher ist benötigte man eine Kohäsion von $c_{Grenz} = 0,5\text{MPa}$ sowie einen Reibungswinkel von $\phi_{Grenz} = 42,3^\circ$.

Man erkennt die Tendenz, dass die Sicherheit, bezogen auf die Kohäsion und den Reibungswinkel, vom Fragmentierungsgrad der Felsmasse abhängt. Je feiner die Kluftdichte, desto größer ist der Fragmentierungsgrad und gleichzeitig sinkt die Standsicherheit der Felsböschung. Es wurde noch eine weitere zwei Versuchsreihen auf Basis von Modell C durchgeführt, um diese Aussage zu untersuchen.

In Versuchsreihe 1 wurde der in Modell C dargestellte Keil mit einem Zwanzigstel, einem Vierzigstel, einem Achtzigstel und einem Hundertstel der ursprünglichen Intensität des Discrete Fracture Networks geteilt. Nimmt die Intensität, sinkt die Anzahl der enthaltenen Trennflächen und somit steigt die Blockgröße. Es wurde in Abhängigkeit der Kluftintensität mittels der Strength Reduktion Methode ein Sicherheitsfaktor ermittelt. Dabei wurden zwei Rechendurchläufe durchgeführt. In Versuchsreihe 1a wurde nur die Trennfläche der SR-Methode unterzogen, bei Versuchsreihe 1b wurden alle bestehenden Trennflächen reduziert. Es wird in diesem Zusammenhang von reduzieren gesprochen, da der Reduktionsfaktor in den meisten Fällen kleiner als 1 ist, werden die ursprüngliche Kohäsion und der Reibungswinkel eigentlich vergrößert um Stabilität zu erreichen. Deutlich erkennt man, dass mit einer Abnahme der Kluftintensität der Sicherheitsfaktor steigt. Je geringer die Gebirgsmasse fraktioniert ist, desto größer ist die Sicherheit gegen Versagen. Im Vergleich der beiden Versuchsreihen 1a und 1b erkennt man keine wesentlichen Unterschiede. Eine mögliche Erklärung wäre, dass wir nur das initiale Versagen betrachten. Dort spielen die Trennflächenparametern im DFN noch eine untergeordnete Rolle. Die Gleitfläche ist im Moment des Versagens maßgebend für das Verhalten der Felsböschung. Im Verlauf des Sturzprozesses kann man allerdings deutliche Unterschiede zwischen den beiden Versuchsreihen 1a und 1b erkennen. Dies lässt sich auch in Versuchsreihe 2 beobachten. Die Ergebnisse aus Versuchsreihe 2 deuten darauf hin, dass ein Rigid Block Model bei einer stark fraktionierten Gebirgsmasse durchaus die gleichen Ergebnisse liefern kann wie linear elastische Blöcke. Je geringer diese Fraktionierung ausfällt umso deutlicher könnte der Unterschied in den beiden konstitutiven Modellen sein. Auch bei Versuchsreihe 2 ist der Einfluss der Kluftintensität auf die Stabilität der Felsböschung deutlich zu erkennen.

9 Zusammenfassung

Die Standsicherheit und folglich auch der Versagensmechanismus von Talflanken und Felsböschungen wird neben den Festigkeitseigenschaften des intakten Gesteins wesentlich vom eingeschriebenen Trennflächengefüge bestimmt. Bei einer geklüfteten Felsmasse handelt es sich um ein hoch komplexes Material, eine allgemeine analytische Methodik um das Verhalten abzuschätzen ist nach wie vor ein schwieriges Problem. Die Geomechanik stützt sich aus diesem Grund in großem Ausmaß auf empirische Methoden, um das Materialverhalten einer geklüfteten Felsmasse zu beschreiben. Angesprochene Verfahren sind zum Beispiel das Rockmass Rating System (RMR), siehe Bieniawski (1973), das Q-System nach Barton, Lien et al. (1974) oder das Hoek-Brown Versagenskriterium nach Hoek und Brown (1980) und Hoek und Brown (1988) auf dem der Geological Strength Index nach Hoek und P. Marinos (2007) basiert. Empirische Ansätze sind aufgrund ihrer Einfachheit und schnellen Anwendung weit verbreitet, doch basiert die Anwendung sehr stark auf den Erfahrungsschatz des Anwenders (Geologen), weshalb die Ergebnisse im Allgemeinen stark streuen. Im Gegensatz zu den auf Erfahrung basierenden Methoden stehen numerische Herangehensweisen. Grundsätzlich kann eine Felsmasse als Kontinuum via der Finiten Elemente Methode (FEM) und der Finiten Differenzen Methode (FDM) oder als Diskontinuum mittels der Diskreten Elemente Methode (DEM) behandelt werden. Eine Gebirgsmasse darf als Ansammlung diskreter Klüftkörper und den dazwischen liegenden Trennflächen aufgefasst werden. Aus diesem Grund bietet es sich an eine zerklüftete Felsmasse mit der sogenannten DEM zu rekonstruieren. Jeder Block wird dabei im System diskret (separat) betrachtet und unterliegt den Newtonschen Bewegungsgesetzen. Die DEM ist in der Lage die Bewegung inklusive Interaktion zwischen den einzelnen Blöcken realistisch wiederzugeben und ist ein wichtiges Hilfsmittel, um tiefere Einblicke in den Bewegungsablauf einer versagenden Felsböschung zu erlangen.

Diese Diplomarbeit untersucht die Einsatzmöglichkeiten und Grenzen von SRM-Modellen für Stabilitätsanalysen von Felsböschungen auf der Hangskala. Für das Projekt wurde das Abbruchereignis des Felssturz Vals, welcher sich am 24. Dezember 2017 in Vals (Tirol) ereignete, näher untersucht. Dazu war die Entwicklung der keilbildenden Versagensflächen zufolge der Entstehung neuer Trennflächen und der Ausbreitung bereits bestehender Trennflächen

wesentlich.

Die Topografie des Arbeitsbereichs konnte mittels mehrerer LIDAR-Kampagnen akkurat ausgearbeitet werden. Aus der aufgenommenen Punktwolke wurde in mehreren Schritten mittels CloudCompare und dem CAD-Programm Rhino ein dreidimensionales Geländemodell vernetzt, welches die Grundlage für das in 3DEC, ein dreidimensionales DEM-Programm, erstellte Synthetic Rock Mass (SRM) Model war. Das Trennflächengefüge im Arbeitsgebiet wurde über ein Discrete Fracture Network (DFN) erstellt. Grundlage für die geometrischen Eigenschaften des DFN waren Daten, welche in mehreren Begehungen vom Amt für Wildbach- und Lawinenverbauung aufgenommen wurden. Das Arbeitsgebiet inklusive des eingeschriebenen Trennflächengefüges sollte so naturgetreu wie möglich rekonstruiert werden, um die in situ herrschenden Bedingungen so genau wie möglich abzubilden. Um die mechanischen Eigenschaften der Gebirgsmasse anzugleichen wurden geotechnische Laborversuche, durchgeführt von der Brenner Basistunnel SE, ausgewertet.

Das beobachtete Böschungsversagen konnte mit dem Basismodell für gegebene Problemstellung nicht simuliert werden. Die Versagensflächen konnten im Verlauf der Simulation nicht wie beobachtet ausbilden. Neben denkbaren Messfehlern spielt wahrscheinlich ein zu geringer Messumfang eine wichtige Rolle. Trotz der sehr umfangreichen Untersuchungen im Feld können in Relation zum Maßstab der Felsböschung nur eine begrenzte Anzahl an Daten gesammelt werden. Die geometrischen als auch mechanischen Eigenschaften einer Gebirgsmasse werden somit sehr stark vereinfacht im Modell eingetragen. Das SRM-Modell kann nur bedingt den wechselnden Bedingungen in situ gerecht werden. Eine naturgetreue Simulation gestaltet sich nach aktuellem Stand der Technik als sehr schwierig. Trotz der angesprochenen starken Idealisierungen des Trennflächengefüges war das Hauptproblem die große Datenmenge, welche für die Simulation verarbeitet werden musste. Eine Simulation via DEM im besagten Maßstab kann zurzeit von handelsüblichen Computern auf Grund der mangelnden Rechenleistung nicht berechnet werden. Es wurde eine Vielzahl an Vereinfachungen durchgeführt, um die Blockanzahl zu verringern sowie die Blockform zu optimieren. Den Einfluss dieser Vereinfachungen auf das reale Verhalten der Gebirgsmasse abzuschätzen war sehr schwierig bis unmöglich. Durch das Löschen der kleinen unförmigen Blöcke entstanden beispielsweise Hohlräume deren Einfluss auf die Stabilität unklar ist. Inwieweit das aussortieren kleiner Trennflächen den Charakter des DFN und den Bezug zum tatsächlichen Trennflächensystem ändert war auch nicht geklärt. Zusammenfassend ist die Anwendung von Vereinfachungen bezüglich Blockgröße und Blockform sowie das Verhindern zu kleiner Trennflächen im System nötig für die Berechenbarkeit zu begünstigen, allerdings sind deren Wirkungen nicht abzuschätzen. Sind die Vereinfachungen schließlich zu groß entfernt man sich zu sehr von der Realität und man kann im Modell keine annehmbaren in situ

Begebenheiten mehr schaffen. Die Grundgedanke des SRM-Modells, die im Labor ermittelten Festigkeiten des intakten Gesteins und der Trennflächen direkt in das Modell zu übertragen um das Verhalten des Gebirges abzubilden geht zufolge der Vereinfachungen verloren und das Modell muss erneut einer Parameterstudie zur Ermittlung der Materialparameter unterzogen werden. Der Ansatz wurde aufgrund der enormen Rechendauer und der Unsicherheit zufolge etwaiger Vereinfachungen nicht weiterverfolgt.

Eine weitere Versuchsreihe wurde, um die in den geotechnischen Laborversuchen ermittelten Gesteins- und Trennflächenfestigkeiten zu verifizieren, durchgeführt. Es wurden drei Modelle konstruiert, in denen der Einfluss der Fraktionierung des Keils auf das Grenzgleichgewicht untersucht wurde. Mit der Strength Reduction Method wurde die kritische Kohäsion c_{Grenz} und der kritische Reibungswinkel ϕ_{Grenz} zurückgerechnet, bei welchen das System das Grenzgleichgewicht erreicht. Im Modell A wurde ein einfacher Keil, welcher anhand der aus den 3D-Laserscans ermittelten Versagensflächen konstruiert wurde, näher untersucht. In Modell B wurde derselbe Keil mit einem antithetischen Bruch im Knickpunkt des Keils untersucht. Im Modell C wurde das DFN aus den in situ aufgenommenen Daten eingefügt, um so eine stark fraktionierte Felsmasse zu kreieren, welche in puncto Orientierung dem tatsächlichen Trennflächengefüge im Arbeitsgebiet ähnelt. Man erkennt die Tendenz, dass der mittels Strength Reduction Method ermittelte Sicherheitsfaktor vom Grad der Fraktionierung abhängig ist. Aus diesem Grund entschieden wir uns eine weitere Versuchsreihe durchzuführen um diesen Umstand besser zu beleuchten.

Mittels der gleichen Vorgehensweise wie bei Modell C wurde der Einfluss der Kluftintensität auf die Standsicherheit der Felsböschung untersucht. Man erkennt eine deutliche Abnahme der Stabilität mit zunehmender Fraktionierung der Felsmasse. Es wurden Versuche durchgeführt, bei welchen nur die Gleitfläche des Keils der SR-Methode unterzogen wurde, als auch Versuche bei welchen alle bestehenden Trennflächen, auch jene des diskreten Kluftnetzwerks abgemindert wurden. Hierbei lassen sich nur geringfügig Unterschiede feststellen. Eine mögliche Erklärung wäre, dass für das initiale Versagen der Felsböschung hauptsächlich die Gleitfläche maßgebend ist.

Fazit

Synthetis Rock Mass Modelle sind zur Beschreibung des Materials Fels ein vielversprechender Ansatz im Bereich der Felsmechanik. Wird dieser Modellansatz jedoch im Maßstab der Hangskala eingesetzt, sind eine Vielzahl von Vereinfachungen notwendig, siehe Kapitel 8.4.4, Seite 70. Vor allem kann das in situ vorliegende Trennflächensystem nicht realitätsnah modelliert werden. Die Kluftintensität p_{32} (Kluftfläche/Volumen) muss, damit praktikable Rechenzeiten erreicht werden, hoch skaliert werden. Es wurde gezeigt, dass die Sicherheit gegen Versagen maßgebend

von der Kluftintensität des Discrete Fracture Networks abhängt. Die im Labor ermittelten Materialparameter können aufgrund dieser Maßstabeffekte nicht direkt eingesetzt werden. Folglich müssen sowohl für die diskreten Blöcke des numerischen Modells, als auch für die Trennflächen zwischen den Blöcken eine Art von Gebirgsparametern (rock mass properties) eingesetzt werden. Das macht zur Kalibrierung der numerischen Modelle, wie bei jedem anderen Modellansatz, aufwendige Rückrechnungen und Parameterstudien erforderlich. Trotzdem ist der erhöhte Modellierungs- und Rechenaufwand bei komplexen Verhältnissen gerechtfertigt, da das Verschiebungsverhalten und der Versagensmechanismus mit diesem Modellansatz realitätsnaher abgebildet werden können. Derzeit limitieren noch die hohen Rechenzeiten die realen Möglichkeiten von SRM-Modellen.

Literatur

- Aydin, A. und A. Basu (2005). „The Schmidt Hammer in rock material characterization“. In: *Engineering Geology* 81, S. 1–14.
- Barton, N. und V. Choubey (1977). „The shear strength of rock joints in theory and practice“. In: *Rock Mechanics* 10, S. 1–54.
- Barton, N., R. Lien und J. Lunde (1974). „Engineering classification of rock masses for the design of tunnel support“. In: *Rock Mechanics* 6, S. 183–236.
- Barton, N. und S. Bandis (1982). „Effect of block size on the shear behavior of jointed rocks“. In: *Proceedings - Symposium on Rock Mechanics*, S. 739–760.
- Bićanić, N. (2007). „Discrete Element Methods“. In: *Encyclopedia of Computational Mechanics*. American Cancer Society. Kap. 11. ISBN: 9780470091357.
- Bieniawski, Z. (1968). „The effect of specimen size on compressive strength of coal“. In: *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts* 5.4, S. 325–335.
- (1973). „Engineering classification of jointed rock masses“. In: *Transactions of the South African Institution of Civil Engineers* 15, S. 335–344.
- (1978). „Determining rock mass deformability: experience from case histories“. In: *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts* 15.5, S. 237–247.
- Bishop, A. (1955). „The use of the Slip Circle in the Stability Analysis of Slopes“. In: *Geotechnique* 5, S. 7–17.
- Brown, E. (1981). „Rock characterization testing and monitoring“. In: Bundesanstalt für Statistik Österreich (2019a). *Ein Blick auf die Gemeinde Vals; Bevölkerungsentwicklung 1869-2019*. URL: <https://www.statistik.at/blickgem/G0201/g70362.pdf>.
- (2019b). *Ein Blick auf die Gemeinde Vals; Fläche und Flächennutzung*. URL: <https://www.statistik.at/blickgem/G0101/g70362.pdf>.
- Cavers, D. (1981). „Simple methods to analyze buckling of rock slopes“. In: *Rock Mechanics* 14, S. 87–104.
- Clar, E. (1963). „Gefüge und Verhalten von Felskörpern in geologischer Sicht“. In: *Felsmechanik und Ingenieurgeologie* 1, S. 4–15.

- Cruden, D. und D. Varnes (1996). „Landslide Types and Processes“. In: *Special Report - National Research Council, Transportation Research Board 247*, S. 36–57.
- Cundall, P. und R. Hart (1992). „Numerical Modelling of Discontinua“. In: *Engineering Computations 9*, S. 101–113.
- Cundall, P. und O. Strack (1983). „Modeling of Microscopic Mechanisms in Granular Material“. In: *Mechanics of Granular Materials: New Models and Constitutive Relations*, S. 137–149.
- Cundall, P. (1971a). „A Computer Model for Simulating Progressive, Large-scale Movement in Blocky Rock System“. In: *Proceedings of the International Symposium on Rock Mechanics, 1971*.
- (1971b). „A computer model for simulating progressive, large-scale movements in blocky rock systems.“ In: *Anonymous proceedings of the symposium of international society of rock mechanics. Int. Soc. Rock Mech. 1*, S. 129–136.
- (1980). „UDEC – A Generalized Distinct Element Program for Modelling Jointed Rock“. In: *Peter Cundall Associates Report, European Research Office*, S. 1–80.
- (1988). „Formulation of a Three-Dimensional Distinct Element Model – Part I: A Scheme to Detect and Represent Contacts in a System Composed of Many Polyhedral Blocks“. In: *International Journal of Rock Mechanics and Mining Science & Geomechanics Abstracts*, S. 107–116.
- Cundall, P. und O. Strack (1979). „A Discrete Numerical Model for Granular Assemblies“. In: *Geotechnique*, S. 47–65.
- Dawson, E. M., W. H. Roth und A. Drescher (1999). „Slope stability analysis by strength reduction“. In: *Géotechnique 49.6*, S. 835–840.
- Deere, D. U. und R. P. Miller (1966). „Engineering Classification and Index Properties for Intact Rock“. In:
- Der Standard (2017). *Tiroler Valsertal nach Felssturz wieder erreichbar*. URL: <https://www.derstandard.at/story/2000070996722/dutzende-personen-nach-felssturz-in-vals-in-tirol-eingeschlossen>.
- DIN EN 1997-2 (Okt. 2010). *Eurocode 7: Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik - Teil 2: Erkundung und Untersuchung des Baugrunds; Deutsche Fassung EN 1997-2:2007 + AC:2010*. Austrian Standards, Wien.
- Dünner, H. (1934). *Zur Geologie des Tauernwestendes am Brenner*. Binkert.
- Efron, B. (Jan. 1979). „Bootstrap Methods: Another Look at the Jackknife“. In: *The Annals of Statistics 7.1*, S. 1–26.
- Einstein, H. und G. Baecher (1983). „Probabilistic and statistical methods in engineering geology - Specific methods and examples part I: Exploration“. In: *Rock Mechanics and Rock Engineering 16*, S. 39–72.

- Frasl, G. (1958). „Zur Gliederung der Schieferhülle in den mittleren Hohen Tauern“. In: *Jahrbuch der Geologischen Bundesanstalt*. Geologische Bundesanstalt Österreich, S. 324–471.
- Frisch, W. (1974). „Die stratigrafisch-tektonische Gliederung der Schieferhülle und die Entwicklung des penninischen Raumes im westlichen Tauernfenster (Gebiet Brenner - Gerlospaß)“. In: *Mitteilung der Geologischen Bundesanstalt*. Geologische Bundesanstalt Österreich, S. 66–67.
- (1976). „Ein Modell zur alpidischen Evolution und Orogenese des Tauernfensters“. In: *Geologische Rundschau* 65, S. 375–393.
- Frisch, Wolfgang and Kolenprat, Bernd and Decker, Kurt (2009). *Geologische Karte der Republik Österreich 1:50.000, Nr. 148 Brenner*.
- Goodman, R. E. (2003). „A hierarchy of rock slope failure modes“. In: 21, S. 8–12.
- Goodman, R. und J. Bray (1976). „Toppling of Rock Slopes“. In: *Proc. Specialty Conference on Rock Engineering for Foundations and Slopes 2*, S. 201–234.
- Goodman, R. und G. Shi (1985). *Block theory and its application to rock engineering*. International series in civil engineering and engineering mechanics. Prentice-Hall. ISBN: 9780130781895.
- Griffiths, D. und P. Lane (Sep. 2001). „Slope stability analysis by finite elements“. In: *Géotechnique* 51, S. 653–654.
- Gutierrez, M. und D.-J. Youn (2015). „Effects of fracture distribution and length scale on the equivalent continuum elastic compliance of fractured rock masses“. In: *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering* 7.6, S. 626–637.
- Haiqing, W. und P. David (1995). „An experimental study of the relationship between joint spacing and layer thickness“. In: *Journal of Structural Geology* 17.6, S. 887–905.
- Hannah, W., B. Clare, H. Dave und B. Robert (2015). „Appraisal of fracture sampling methods and a new workflow to characterise heterogeneous fracture networks at outcrop“. In: *Journal of Structural Geology* 72, S. 67–82.
- Hart, R., P. Cundall und J. Lemos (1988). „Formulation of a Three-Dimensional Distinct Element Model – Part II: Mechanical Calculations for Motion and Interaction of a System Composed of Many Polyhedral Blocks“. In: *International Journal of Rock Mechanics and Mining Science & Geomechanics Abstracts*, S. 117–126.
- Hartl, S. (2019). „Analyse der Felslawinen Frank Slide und Vals mit Hilfe des Computercodes r.avaflow“. Diplomarbeit. Technische Universität Wien.
- Heim, A. (1932). „Der Bergsturz und Menschenleben“. In: S. 1–52.
- Heuze, F. (1980). „Scale effects in the determination of rock mass strength and deformability“. In: *Rock Mechanics* 12, S. 167–192.
- Höck, V. (1969). *Zur Geologie des Gebietes zwischen Tuxer Joch und Olperer (Zillertal, Tirol)*. 1. Auflage. Wien: Geologische Bundesanstalt Österreich, S. 153–195.
- Hoek, E. und E. Brown (1980). „Empirical strength criterion for rock masses“. In: *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, S. 1013–1025.

- (Jan. 1988). „The Hoek-Brown failure criterion -a 1988 update“. In: *Toronto* 15.
- Hoek, E. und E. Brown (1997). „Practical estimates of rock mass strength“. In: *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences* 34.8, S. 1165–1186.
- Hoek, E. und V. Marinos (Mai 2007). „A brief history of the development of the Hoek-Brown failure criterion“. In: 30, S. 85–92.
- Hoek, E. (1983). „Strength of jointed rock masses“. In: *Geotechnique* 3, S. 187–223.
- (1994). „Strength of rock and rock masses“. In: S. 4–16.
- Hoek, E. und P. Marinos (2007). „The Geological Strength Index (GSI): A characterization tool for assessing engineering properties of rock masses“. In: S. 13–21. DOI: 10.1201/N0E0415450287.ch2.
- Itasca Consulting Group, I. (2016). *Manual 3DEC - Three-Dimensional Distinct Element Code, Ver. 5.2*.
- Kieffer, D. S. (1998). „Rock Slumping: A Compound Failure Mode of Jointed Hard Rock Slopes.“ Dissertation. Technische Universität Graz.
- Kienholz, H., P. Zeilstra und K. Hollenstein (1998). *Begriffsdefinitionen zu den Themen: Geomorphologie, Naturgefahren, Forstwesen, Sicherheit, Risiko: Arbeitspapier*. Bern: Bundesamt für Umwelt, Wald und Landschaft. Eidg. Forstdirektion.
- Krainer, K. (2005). *Nationalpark Hohe Tauern - Geologie*. 1. Auflage. Klagenfurt: Verl. Carinthia. ISBN: 978-3-85378-585-0.
- Krauter, E. (2001). „Phänomenologie natürlicher Böschungen (Hänge) und ihrer Massenbewegungen“. In: *Grundbautaschenbuch Teil 1*. Hrsg. von U. Smoltczyk. Sechste Auflage. Berlin: Ernst und Sohn, S. 613–665.
- Lei, Q., J.-P. Latham und C.-F. Tsang (2017). „The use of discrete fracture networks for modelling coupled geomechanical and hydrological behaviour of fractured rocks“. In: *Computers and Geotechnics* 85, S. 151–176.
- Lorig, L. J. und P. Cundall (1987). „Modeling of Reinforced Concrete Using the Distinct Element Method“. In: *Fracture of Concrete and Rock*, S. 459–471.
- Mas Ivars, D., M. Pierce, C. Darcel, J. Reyes-Montes, D. Potyondy, R. Young und P. Cundall (Feb. 2011). „The synthetic rock mass approach for jointed rock mass modeling“. In: *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences - INT J ROCK MECH MINING SCI* 48, S. 219–244.
- Mauldon, M., W. Dunne und M. Rohrbaugh (2001). „Circular scanlines and circular windows: new tools for characterizing the geometry of fracture traces“. In: *Journal of Structural Geology* 23.2, S. 247–258.
- Oberhauser, R., F. K. Bauer und G. Bundesanstalt (1980). *Der geologische Aufbau Österreichs*. 1. Auflage. Wien: Springer Verlag Wien. ISBN: 978-3-7091-3744-4.

- ORF Österreich (2017). *Felssturz Verkettung mehrerer Umstände*. URL: <https://tirol.orf.at/v2/news/stories/2885967/>.
- Pahl, P. (1981). „Estimating the mean length of discontinuity traces“. In: *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts* 18.3, S. 221–228.
- Pfiffner, O. (2010). *Geologie der Alpen*. 3. Auflage. Bern Wien [u.a.]: Haupt. ISBN: 978-3-8252-8416-9.
- Pierce, M., D. Mas Ivars, D. Potyondy und P. Cundall (Mai 2007). „A Synthetic Rock Mass Model for Jointed Rock“. In: *Proceedings of the 1st Canada-US Rock Mechanics Symposium - Rock Mechanics Meeting Society's Challenges and Demands* 1.
- Plesha, M. E. und E. C. Aifantis (1983). „On the Modeling of Rocks with Microstructure“. In: *Rock Mechanics – Theory-Experiment-Practice (Proceedings of the 24th U.S. Symposium on Rock Mechanics)*, S. 27–35.
- Poisel, R. und W. Eppensteiner (1988). „Gang und Gehwerk einer Massenbewegung Teil 1: Geomechanik des Systems Hart auf Weich“. In: *Felsbau* 6, S. 189–194.
- (1989). „Gang und Gehwerk einer Massenbewegung Teil 2: Massenbewegungen am Rand des Systems Hart auf Weich“. In: *Felsbau* 7, S. 16–20.
- Poisel, R. und A. Preh (2004). „Rock slope initial failure mechanisms and their mechanical models“. In: *Felsbau* 22, S. 40–45.
- Preh, A. (2004). „Modellierung des Verhaltens von Massenbewegungen bei großen Verschiebungen mit Hilfe des Particle Flow Codes (PFC)“. Dissertation. Technische Universität Wien.
- (2019). „Felssturz Valsertal: Analysen und Prognoseberechnungen von Massenstürzen“. In: *Interner Bericht an die Wildbach und Lawinenverbauung, Stabstelle Geologie, Innsbruck*.
- (2020a). „Skriptum zur Vorlesung Angewandte Felsmechanik“. In: S. 7–17.
- (Feb. 2020b). „Sturzprozesse ausgehend von Felsböschungen: Abschätzung der Reichweite mithilfe numerischer Modelle“. In: *Geomechanics and Tunnelling* 13, S. 59–73.
- Preh, A. und R. Poisel (2004). „A UDEC model for Kink Band Slumping type failures of rock slopes.“ In:
- Priest, S. und J. Hudson (1981). „Estimation of discontinuity spacing and trace length using scanline surveys“. In: *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts* 18.3, S. 183–197.
- Randall, M., O. Orlando und K. Celinda (1999). „Extent of power-law scaling for natural fractures in rock“. In: *Geology* 27, S. 799–802.
- Sausgruber, J. T. (2010). „Ingenieurgeologische und geotechnische Untersuchungen von Massenbewegungen im Gebiet des Bunzkögeles bei Matrei in Osttirol“. Dissertation. Technische Universität Wien.

- Schmidt, W. (1950). „Die Matreier Zone in Österreich I. Teil“. In: Akademie der Wissenschaften Wien, S. 291–327.
- Tiroler Raumordnungs- und Informationssystem (2006). *Valsler Bach (Sill)*. URL: <https://www.tirol.gv.at/statistik-budget/tiris/tiris-geodaten>.
- Turichshev, A. und J. Hadjigeorgiou (2017). „Development of Synthetic Rock Mass Bonded Block Models to Simulate the Behaviour of Intact Veined Rock.“ In: *Geotechnical and Geological Engineering* 35, S. 313–335.
- Walton, O. R. (1980). „Particle Dynamic Modeling of Geological Materials“. In: *Lawrence Livermore National Laboratory, Report UCRL-52915*.
- Wyllie, D., C. Mah und E. Hoek (2017). *Rock slope engineering: Civil and mining*. 4. Auflage. London: London: Spon Press. ISBN: 978-0415280013.
- Zangerl, C., C. Prager, R. Brandner und E. Brück (2008). „Methodischer Leitfaden zur prozessorientierten Bearbeitung von Massenbewegungen“. In: *Geo.Alp* 5, S. 1–52.
- Zeeb, C., E. Gomez-Rivas, P. Bons und P. Blum (März 2013). „Evaluation of Sampling Methods for Fracture Network Characterization Using Outcrops“. In: *AAPG Bulletin*.
- Zienkiewicz, O. C., C. Humpheson und R. W. Lewis (1975). „Associated and non-associated visco-plasticity and plasticity in soil mechanics“. In: *Géotechnique* 25.4, S. 671–689.
- Zischinsky, U. (1966). „On the deformation of high slopes“. In: S. 127–168.

Abbildungsverzeichnis

2.1	Versagensmechanismen von Talflanken und Felsböschungen und ihre mechanischen Modelle, nach Poisel und Preh (2004)	15
4.1	Übersicht zur Herangehensweise für die Analyse von Massenbewegungen, angelehnt an Sausgruber (2010)	18
4.2	Diagramme zur Ermittlung des Joint Roughness Coefficient	22
a	Rauheitsprofile und entsprechende JRC-Koeffizientenwerte (Barton und Choubey 1977)	22
b	Abschätzung des JRC-Koeffizientenwertes (Barton und Bandis 1982)	22
4.3	Ebener Durchtrennungsgrad χ , nach Preh (2020a)	23
4.4	Diagramme zur Charakterisierung der Gebirgsmasse sowie der Abschätzung von Gebirgsfestigkeit und Gebirgsverformbarkeit	26
a	Allgemeines Diagramm zur Abschätzung des Geological Strength Index aus geologischen Beobachtungen, vergleiche Hoek und P. Marinos 2007	26
b	Geologischer Festigkeitsindex für heterogene Gesteine wie Flysch, siehe Hoek und P. Marinos 2007	26
5.1	Vereinfachte Darstellung des Maßstabeffektes auf das Verhalten einer Felsmasse, nach Hoek (1983)	28
5.2	Vereinfachte Übersicht der Berechnungsschleife der Diskreten Elemente Methode, angelehnt an Itasca Consulting Group (2016)	30
5.3	Beispiel eines <i>edge-to-edge</i> -Kontakts, aus <i>Manual 3DEC - Three-Dimensional Distinct Element Code, Ver. 5.2.</i>	32
5.4	Beispiel der <i>Common Plane</i> zwischen zwei Blöcken, aus <i>Manual 3DEC - Three-Dimensional Distinct Element Code, Ver. 5.2.</i>	34
5.5	Coulomb Slip Model für eine Kohäsion $c = 0$ dar, vergleiche Itasca Consulting Group (2016)	39
6.1	Maßstabeffekt: Abhängig vom betrachteten Maßstab verändern sich die Festigkeitseigenschaften der Felsmasse, Abbildung angelehnt an Hoek (1983)	41

7.1	Verteilung der Potenzfunktion in einem Logarithmischen Diagramm, aus <i>Manual 3DEC - Three-Dimensional Distinct Element Code, Ver. 5.2</i>	45
7.2	Schnitte aus einem DFN mit $l_{min} = 1$, $l_{max} = 100$ und einer Dichte $\alpha = 1$, variiert wird der Skalierungsexponent a , siehe Itasca Consulting Group (2016) .	46
a	Trennflächengefüge bei $a = 2$	46
b	Trennflächengefüge bei $a = 3$	46
c	Trennflächengefüge bei $a = 4$	46
d	Trennflächengefüge bei $a = \infty$	46
7.3	Verteilung der Potenzfunktion in einem Logarithmischen Diagramm, angelehnt an Itasca Consulting Group (2016)	47
8.1	Frontalansichten des Berghanges nach dem Felssturzereignis.	48
a	Schuttkegel und Abruchsstelle kurz nach dem Sturzprozess. Quelle: Tirol ORF.at	48
b	Abgebrochener Berghang knapp 19 Monate nach dem Felssturzereignis. Quelle: Tiroler Tageszeitung	48
8.2	Orthofoto des Arbeitsgebietes. Der zu untersuchende Bereich wurde rot eingerahmt. Quelle: Laser- und Luftbildatlas Tirol, https://portal.tirol.gv.at	49
8.3	Lage der Gemeinde Vals und des Valsertales. In den Abbildungen jeweils rot gekennzeichnet.	50
a	Gemeinde Vals in Österreich. Quelle: Wikimedia Commons	50
b	Das Valsertal in Tirol. Quelle: Wikimedia Commons	50
8.4	Geologische Übersichtskarte des Tauernfensters. Das Arbeitsgebiet befindet sich am linken Rand. Quelle: Nationalpark Hohe Tauern, https://hohetauern.at/de/natur/geologie.html 51	
8.5	Auszug aus der Geologischen Karte der Republik Österreich M 1:50.000, Kartenummer 148 Brenner. Quelle: Geologische Bundesanstalt, Wien 2009	53
8.6	Abgebildet ist ein typischer Ausbiss im Arbeitsgebiet. Zu erkennen ist die gebankte Struktur des Kalkglimmerschiefers sowie am rechten unteren Bildrand der sogenannte dunkle Phyllit, der sich aufgrund des hohen Gravitanteils deutlich vom helleren Kalkglimmerschiefer abhebt.	54
8.7	Gefügediagramme der einzelnen Klufscharen sowie der Schieferung und der Störung. (Dichteplot der Flächenpole und Schnittkreis der gemittelten Orientierung)	57
a	Klufschar k1	57
b	Klufschar k2	57
c	Klufschar k3	57
d	Klufschar k21	57

e	Schieferung sf	57
f	Störung st	57
8.8	Histogramme der Trace Length in Metern einer jeden Kluftschar.	59
a	Kluftschar k1	59
b	Kluftschar k2	59
c	Kluftschar k3	59
d	Kluftschar k21	59
e	Schieferung sf	59
f	Störung st	59
8.9	Bildhafte Darstellung der wichtigsten Schritte im Aufbau des Synthetic Rock Mass Models.	65
a	Punktwolke aus den LIDAR-Kampagnen in CloudCompare	65
b	Vernetztes Oberflächenmodell aus der Punktwolke in Rhino	65
c	Mit Kubrix erstelltes digitales Volumenmodell in 3DEC	65
d	SRM Model mit eingeschriebenen DFN	65
8.10	Ausbiss im Arbeitsgebiet: An diesem und ähnlichen Ausbissen konnten mittels Outcrop-Mapping die geometrischen Eingangsparameter für das Discrete Fracture Network wie Kluftgröße und Kluftabstand ermittelt werden, Quelle: Wildbach- und Lawinenverbauung Tirol.	66
8.11	Gefügediagramme der einzelnen Kluftscharen sowie der Schieferung und der Störung aus dem in 3DEC generierten Discrete Fracture Network	68
a	Kluftschar k1 aus 3DEC	68
b	Kluftschar k2 aus 3DEC	68
c	Kluftschar k3 aus 3DEC	68
d	Kluftschar k21 aus 3DEC	68
e	Schieferung sf aus 3DEC	68
f	Störung st aus 3DEC	68
8.12	Die kreisrunde endliche Kluft in einem diskreten Kluftnetzwerk wird eigentlich über verschiedene Festigkeitseigenschaften innerhalb der Schnittebene definiert, siehe Itasca Consulting Group (2016)	69
8.13	Hoher Grad an Verfaltungen im Arbeitsgebiet. Eine planare Modellierung des in situ Trennflächengefüges entspricht meist nicht der Realität, Foto: Wildbach- und Lawinenverbauung Tirol	71
8.14	Modellierte diskrete Blöcke des 3DEC Modells	74
a	Dreidimensionale Ansicht des SRM	74
b	Schnitt durch das SRM	74

8.15	Konturplot der Magnitude der Verschiebungen in Meter.	75
a	Axiometrische Darstellung	75
b	Schnitt durch den bewegten Bereich	75
8.16	Stereografischen Projektionen aus CloudCompare	80
a	Gefügediagramm der Trennfläche k1 aus CloudCompare	80
b	Gefügediagramm der Trennfläche k2 aus CloudCompare	80
8.17	Konturplot der Magnitude der Verschiebungen in Meter.	81
a	Axiometrische Darstellung	81
b	Schnitt durch den bewegten Bereich	81
8.18	Konturplot der Magnitude der Verschiebungen in Meter.	82
a	Axiometrische Darstellung	82
b	Schnitt durch den bewegten Bereich	82
8.19	Konturplot der Magnitude der Verschiebungen in Meter.	83
a	Axiometrische Darstellung	83
b	Schnitt durch den bewegten Bereich	83

Tabellenverzeichnis

4.1	Klassifizierung der Kluftabstände nach Brown (1981)	23
4.2	Öffnungsklassen der Trennflächen nach Brown (1981)	24
4.3	Verwitterungsgrad nach Brown (1981)	24
4.4	Klassifizierung zufolge Wasser für nicht gefüllte Trennflächen nach Brown (1981)	25
4.5	Klassifizierung zufolge Wasser für gefüllte Trennflächen nach ISRM (1981) Brown 1981	25
8.1	Die maßgebenden sechs Kluftscharen mit den nach der Fischer-Verteilung ermittelten Orientierungen	56
8.2	Klassifizierung der Kluftscharen nach dem Trennflächenabstand, vergleiche Brown (1981), sowie durchschnittlicher Trennflächenabstand. In der letzten Spalte wird der JRC nach Barton und Choubey (1977) und Barton und Bandis (1982) einer jeder Kluft abgeschätzt, siehe dazu auch Kapitel 4, Seite 48 . . .	58
8.3	Ergebnisse der durchgeführten Messungen mit dem Schmidt'schen Rückprall- hammer nach DIN EN 1997-2 (2010)	62
8.4	Anzahl der in 3DEC modellierten scheibenförmigen diskreten Trennflächen je Kluftchar vor und nach der Vereinfachung.	73
8.5	Versuchsreihe 1a: Dem intakten Gestein liegt ein linear-elastisches, isotropes Materialverhalten zugrunde. Nur die Kohäsion und der Reibungswinkel der Versagensfläche wurden mittels der SR-Methode reduziert.	84
8.6	Versuchsreihe 1b: Dem intakten Gestein liegt ein linear-elastisches, isotro- pes Materialverhalten zugrunde. Die Kohäsion und der Reibungswinkel aller Trennflächen wurden mittels der SR-Methode reduziert.	85
8.7	Versuchsreihe 2a: Die intakten Gesteinsblöcke werden als starre Blöcke simuliert. Nur die Kohäsion und der Reibungswinkel der Versagensfläche wurden mittels der SR-Methode reduziert.	85
8.8	Versuchsreihe 2b: Die intakten Gesteinsblöcke werden als starre Blöcke simuliert. Kohäsion und Reibungswinkel aller Trennflächen wurden mittels der SR-Methode reduziert.	86